



TITLE:

都市域における建築構造物群の地震被害推定に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

北原, 昭男

CITATION:

北原, 昭男. 都市域における建築構造物群の地震被害推定に関する研究.
京都大学, 1996, 博士(工学)

ISSUE DATE:

1996-07-23

URL:

<https://doi.org/10.11501/3117206>

RIGHT:

都市域における建築構造物群の 地震被害推定に関する研究

1996年3月

北原 昭 男

目 次

ページ

1. 序 論

1.1 本研究の背景	1
1.1.1 都市における地震被害波及と建物被害	2
1.1.2 建物群に関する被害推定の必要性和現状	3
1.1.3 建物の総合的な被害推定の目的	4
1.2 地震被害推定における問題点と既往の研究	5
1.2.1 地震入力の評価	5
1.2.2 構造物の動特性のモデル化と応答計算	7
1.2.3 地震被害の評価	8
1.2.4 地盤災害による被害	10
1.2.5 室内における被害	10
1.3 本研究の目的	11
1.4 本研究の構成と概要	11
第1章参考文献	14
第1章図表	18

2. 建築構造物群に関する地震被害データの分析

2.1 概 説	21
2.2 1995年兵庫県南部地震による建物被害	21
2.2.1 被害の状況	22
2.2.2 木造建物の耐震性と被害の関係	23
2.2.3 建築構造物の被害分布に及ぼす構造物特性・地域特性の影響	24
2.3 1993年釧路沖地震による建物および室内空間の被害	27
2.3.1 釧路市内における構造的な住家被害の分布	28
2.3.2 釧路市内の室内被害の分布	29
2.4 1994年北海道東方沖地震による建物被害	31
2.4.1 調査および調査対象市町村の概要	32
2.4.2 建築構造物の被害統計	32

2.4.3 北海道東方沖地震による建物被害の特徴	33
2.5 1989年ロマブリエタ地震による建物被害	35
2.5.1 サンタクルーズ市の被害状況	35
2.5.2 ワトソンビル市の建物被害状況と現地調査方法	36
2.5.3 ワトソンビルにおける被害データの分析	37
2.5.4 サンタクルーズにおける被害データの分析	38
2.6 まとめ	38
第2章参考文献	41
第2章図表	42
 3. アンケート調査による建築空間の被害と生活困窮	
3.1 概説	73
3.2 釧路沖地震による都市施設被害と生活支障評価の手法	73
3.2.1 調査目的	74
3.2.2 調査方法	74
3.3 釧路沖地震の被害の分析	75
3.3.1 回答者情報・自宅情報	75
3.3.2 構造的被害の地域分布	76
3.3.3 室内空間の被害に関する地域分布	77
3.3.4 室内空間における地震被害の防止対策	79
3.4 日本海中部地震の被害の分析	79
3.4.1 構造被害の分析	80
3.4.2 室内における被害の分析	80
3.5 室内における2次被害の特性とその生活への影響	80
3.5.1 室内における2次被害の発生	81
3.5.2 室内被害が生活困窮や経済損失に及ぼす影響	83
3.5.3 構造被害・室内被害の生活への影響	84
3.6 修理状況から見た建物被害の分析	85
3.6.1 調査の方法	85
3.6.2 修理建物に関する集計	85
3.5.3 建物の修理内容	87
3.7 まとめ	87

第3章参考文献	90
第3章図表	91
 4. 被害推定のための構造物の動特性のモデル化	
4.1 概説	111
4.2 木造構造物のモデル化	112
4.2.1 工法の変遷と解析対象建物	112
4.2.2 モデル化の方針	113
4.2.3 復元力特性のモデル化	114
4.2.4 本モデルによる構造物の固有周期	115
4.3 低層鉄筋コンクリート構造物のモデル化	116
4.3.1 モデル化の方針	116
4.3.2 復元力特性のモデル化	117
4.3.3 本モデルによる構造物の固有周期	119
4.4 組積造構造物の動特性のモデル化	119
4.4.1 日中共同研究の概要と組積造に関する研究	119
4.4.2 上海市における住宅の現状	120
4.4.3 組積造住宅のモデル化	121
4.5 表層地盤における地震動の推定	122
4.5.1 表層地震動推定手法の概要	122
4.5.2 工学的基盤面における地震動の推定手法	124
4.5.3 表層地盤における地震動の推定手法	125
4.6 まとめ	128
第4章参考文献	128
第4章図表	130
 5. 建築物群の地震応答特性の評価	
5.1 概説	141
5.2 木造建物の地震応答特性	142
5.2.1 応答解析の方法	142

5.2.2 シミュレーション解析による基本応答特性	142
5.3 鉄筋コンクリート構造物の地震応答特性	145
5.3.1 応答解析の方法	145
5.3.2 シミュレーション解析による基本応答特性	146
5.3.3 高さ方向のせん断耐力分布の差が最大応答に及ぼす影響	147
5.3.4 構造物の弾塑性ねじれ応答が最大応答に及ぼす影響	148
5.4 都市建築群を対象とした地震応答推定式	150
5.4.1 木造建物の地震応答推定式	150
5.4.2 低層鉄筋コンクリート構造物の地震応答推定式	151
5.5 まとめ	153
第5章参考文献	154
第5章図表	155
 6. 都市建築物群の地震被害の推定	
6.1 概 説	171
6.2 地震動による構造的被害の推定手法	171
6.2.1 表層地震動の地域分布の推定	171
6.2.2 被害推定のためのフロー	172
6.3 地盤の液状化による建物被害の評価	174
6.3.1 地盤変状による建物被害の分類	174
6.3.2 地盤の液状化による建物被害のメカニズムに関する考察	175
6.3.3 日本海中部地震における液状化による住家被害の分析	176
6.4 都市建築物群の被害推定と実被害による検証	177
6.4.1 宮城県沖地震による建物群の構造被害の推定	177
6.4.2 宮城県沖地震による鉄筋コンクリート構造物の被害推定	180
6.4.3 釧路沖地震による建物群の被害推定	181
6.5 京都市域における建物群の被害推定	186
6.5.1 表層地震動の最大加速度・速度の推定	186
6.5.2 構造物群の地震被害の推定	187
6.6 上海市域における組積造建物の地震応答推定	189
6.6.1 上海地域における表層地震動の推定	189
6.6.2 組積造構造物の応答特性	190

6.6.3 上海市域における組積造・鉄筋コンクリート構造物の応答特性	191
6.6.4 組積造構造物の応答に関するまとめ	193
6.7 まとめ	193
第6章参考文献	195
第6章図表	197
 7. 室内空間における地震被害の推定	
7.1 概 説	221
7.2 室内空間における地震被害の発生形態	222
7.2.1 室内における被害発生の流れ	222
7.2.2 室内における被害の発生形態	222
7.3 家具の転倒に関する実験	224
7.3.1 家具の転倒現象の解明の必要性和現状	224
7.3.2 振動実験による家具の転倒状況と転倒防止対策の効果	224
7.3.3 種々の条件下における家具の振動性状	229
7.4 家具の地震応答解析	232
7.4.1 応答解析の手法	232
7.4.2 家具の応答特性	233
7.4.3 釧路沖地震による家具の応答の推定	234
7.5 家具の転倒・室内散乱の推定	235
7.5.1 家具の転倒率・収納物の落下率の評価	236
7.5.2 室内の散乱率の評価	237
7.5.3 釧路沖地震による家具の転倒・室内散乱分布の推定と検証	238
7.6 室内における2次被害の推定	239
7.6.1 構造物の変形による被害の推定	239
7.6.2 負傷率の推定	241
7.6.3 避難可能性の推定	241
7.6.4 室内火災の発生率の推定	241
7.7 まとめ	243
第7章参考文献	244
第7章図表	245

8. 建築構造物の耐震性評価

8.1 概 説	267
8.2 常時微動計測による釧路市域における建築物の振動特性の評価	268
8.2.1 はじめに	268
8.2.2 計測方法・データ処理方法	268
8.2.3 R C造学校建物の微動計測の概要	269
8.2.4 木造建物の微動計測の概要	270
8.2.5 R C造学校建物の振動特性	271
8.2.6 木造建物の振動特性	275
8.3 微動観測による八戸市域・京都市域における木造建物の振動特性	279
8.3.1 京都市域における微動計測	279
8.3.2 八戸市域における微動計測	283
8.3.3 釧路・京都・八戸における計測結果の比較	287
8.4 地域特性を考慮した木造建物の耐震性能と地震被害	289
8.4.1 各地域における地震被害	289
8.4.2 釧路市・珠洲市・八戸市における木造建物の構法の比較	292
8.4.3 木造建物の壁率分布と被害	293
8.4.4 建物の被害発生原因の比較	293
8.4.5 地震応答解析結果と建物被害	294
8.5 まとめ	295
第8章参考文献	297
第8章図表	298

9. 都市域の変遷を考慮した建築物群の地震被害推定

9.1 概 説	329
9.2 京都市を対象とした建物分布の推定	330
9.2.1 京都市域の変遷と地震被害	331
9.2.2 住宅数推定に関する手法	331
9.2.3 京都市の建物分布の変遷	333
9.3 建設年代別の木造住宅の被害推定手法	334

9.3.1 動特性のモデル化	334
9.3.2 モデル建物の応答性状	335
9.3.3 表層地震動の推定	336
9.3.4 建設年代別の木造住宅の地震応答推定	337
9.4 まとめ	338
第9章参考文献	339
第9章図表	340

10. 結 論

主要論文	359
その他の発表論文・口頭発表	363

謝 辞	369
-----	-----

1. 序 論

1.1 本研究の背景

近代に入って都市への人・物資の集中は著しくなり、都市は急激な膨張を続けてきた。特に近年では、その勢いは高まるばかりで、東京圏や大阪圏などの巨大都市域だけでなく、地方中枢都市も成長し巨大なものとなってきた。都市の膨張に伴って、都市内部においては、都市を構成する種々の要素（人・建築構造物およびその空間・都市基盤施設など）が相互に関連しあうようになり、都市そのものの構造・機能は非常に複雑・高度なものとなってきた。この様な状況のもとでは、都市における地震被害は、従来のような単一要素における被害のみにとはとどまらず、各構成要素の被害が相互に絡み合いながら波及していき、その様相は非常に複雑なものになる^{1) 2)}。そのため、これらの被害波及を考慮した都市地震防災の重要性はますます高まっていくものと考えられる。

亀田は、都市の耐震性に関して、「地震による人命・財産への危害から解放」されるために都市の“耐震安全性”を高め、同時に「本来の機能が支障無く遂行されることの保証」を与えるために都市の“耐震信頼性”を高めていく必要性を説いている³⁾。

都市の耐震安全性については、これまでに数々の震災の経験を生かし、市街地の大火や構造物の倒壊により多くの人命が損なわれるような被害を軽減・絶滅するために多くの努力が払われてきた。少なくとも1994年の末までは、近年の地震被害における構造的な被害の減少などもあり、これらの努力は一定の成果をあげたものと考えられてきた。

一方、都市の耐震信頼性については、宮城県沖地震や日本海中部地震など、近年の多くの地震でライフライン系の地震被害が発生したことなどにより、耐震信頼性に関する研究が進められるようになってきた。また、耐震安全性が高められてきたことにより、相対的に地震時における生活・都市機能の確保という社会的な要請が年々高まり、研究はますます活発に進められるようになった⁴⁾。

しかしながら、1995年1月15日の未明に発生した兵庫県南部地震は、これらの安堵感を完全に打ち壊した。予想もできなかった都市直下の地震により、多くの建築・土木構造物が破壊・倒壊し、それに伴って多くの火災も発生して多大な人命が損なわれた。また、震災直後の後の危機管理、ライフライン系の被害による生活支障、被災者への対応、瓦礫の処理、復旧対策、都市の復興計画・・・など枚挙するいとまもないほどに、都市における地震被害によって波及した被害・問題点が噴出した^{5) 6)}。

この様な都市震害を考えると、都市総体の耐震性を考える場合、構成要素個々の耐震性だけでなく、都市を一つの巨大なシステムととらえ、そのシステムにおける被害波及の様

相を十分に分析して、都市総体の耐震性能を評価して行くことがますます重要となろう。その中で、都市における建築構造物群は、人々の生活の基盤となり、都市機能をささえるものであり、都市における最も重要な構成要素のひとつと言えよう。また、地震時における建築構造物の被害が直接人命に関わることは言うまでもないが、さらにはその被害が火災の発生、都市中枢機能の停止、瓦礫の撤去、ライフライン系の機能喪失など、様々な被害に波及していくことは明らかである。

都市における建築構造物群の耐震性能を適切に評価し、地震時における被害およびその波及を予測して行くことは、事前に適切な耐震性向上、および地震時災害の低減を図る上での重要なポイントと考えられる。また、この様な地震被害予測は地震発生直後の対応に対しても有益な情報を与えることが出来よう。

本研究では、上記のような認識のもとに、都市の耐震安全性を高め、地震時災害を低減するために、都市地震災害を建物被害の観点からとらえ、都市建物群の地震被害と耐震性能についてまとめる。また、それに基づいて都市域に多く存在する木造住宅と低層鉄筋コンクリート造建物に着目し、地震被害推定のための手法を構築していくことを目的とするものである。

1.1.1 都市における地震被害波及と建物被害

都市における地震被害が、地震発生から各種の被害へ波及していくプロセスを、人的条件、都市（建築）空間、都市基盤施設という構成要素別に整理して図1.1.1に示した^{2, 7)}。

地震が、地震動・地盤変状・津波という外力となって都市に作用すると、まず、建築構造物が物理的に損傷し、それに伴い人間の死傷が発生する。また、ライフライン施設や道路・鉄道などの土木施設にも構造的被害が生じる（1次災害）。これらの被害は後に続く被害波及の原点となり、各都市施設の機能障害や、地震火災、危険物流出などの複合災害が発生する。また、都市空間では、室内散乱が発生し空間機能の麻痺が生じ、それと共に室内火災や人間の死傷が生じる（2次災害）。この段階では、個々の構成要素の枠を超えて被害の影響範囲が拡大している。さらに地震災害は連鎖的に拡大・波及していき、都市の活動全体に影響を及ぼす（都市活動への災害波及）。

被害の影響は、数週間から数年にわたる場合がある。その様相は種々の業務麻痺、生産活動の停滞、生活困窮、さらには都市の衛生環境悪化、社会不安の発生、経済活動停滞など多岐にわたり、他地域に対する影響力・支配力が強い都市であるほど、被災時の社会・経済的影響波及が大きい。

ここで、都市の耐震安全性に関わるのは図の上部に示した様相であり、都市の耐震信頼性が問題となるのは図の下部が卓越する場合である。

この様に見ていくと、都市空間（建築空間）を構成する都市建築物群の被害は、1次被

害に関して大きな影響を持っていることが明らかである。このことは、都市の耐震安全性を考えると、都市建築物群の地震被害が重要な要素となっていることを示している。また、一方で、複合災害の発生や都市機能の麻痺などの2次災害にも大きな影響を持っていることがわかる。さらには、瓦礫の処理、道路網の寸断、建築物・住宅の再建など、都市活動、都市経済に深く関わることも明らかである。

1.1.2 建物群に関する被害推定の必要性和現状

1) 被害推定の必要性

先に記したように、都市における建物群の地震被害は多くの被害へ波及する。この様な被害波及を防ぐためにも建物群そのものの耐震性向上、および建物被害の他の被害への波及の防止対策を行っていかなくてはならない。その際、都市域における広域的な建築構造物群の地震被害推定が必要不可欠となってくる。ここでは、その必要性について以下に列記する。

a) 都市の耐震安全性を高めるためには、まず、事前対策として、都市における建物個々の耐震性を向上していかなければならない。市役所・消防署・警察署・病院および地域の避難場所としての公共施設などの建物については、その用途の重要性や数に限りのあることなどから、個々に詳細な検討を行い、それに基づいて対策をたてていく必要がある。高層建物や大規模空間をもつ建物なども同様である。しかしながら、それ以外の都市域に広く分布し、数の非常に多い木造住宅群やアパートなどの低層非木造建物などについては、個別の対応をすることは多くの労力と時間を要し、現実的でない。ある程度簡便な手法を持って耐震安全性を評価し、それに応じて対策をたてるしかない。また、都市という広域に分布している建物すべてを考慮していくためには、都市内の各地点の地域性を地震被害の観点からあらゆる面で評価していかなければならず、これらを総合的に評価するためには想定された地震に対する地震被害という形で表現しなければならない。そのためにも、広域にわたって簡便な手法で評価できる被害推定手法が必要となる。

b) 個々の建物の耐震性向上については、その数が膨大な数に上るため、同時にすべての建物について対策をたてていくのは不可能であろう。相対的に地震被害に関する危険性が高いところから進めていくことが合理的である。そのためにも、地震被害推定を行い、合理的な耐震性向上のための方策を立てていく必要があると考えられる。また、都市における建物の大多数が私的所有であることを考えると、耐震補強のための費用など、公的に解決できない部分が多く、その地域の耐震性は個々の所有者の意識に関わってくるケースが

多いであろう。被害推定を行い、その結果を周知することは、建物所有者の地震被害・地震防災に対する意識を高め、耐震性向上のための動機付けにもなる。

c) 都市の広域にわたる地震被害には上述のように建物被害に起因するものが多い。例えば、地震火災の発生及び延焼は建物被害に大きく依存するし、また、倒壊建物は道路網の遮断につながり、緊急避難や救急車両の通行に大きな支障をきたす。このような状況を事前に察知し、それに対する最善の策を立てていくためにも、建物群の地域にわたった被害の状況を推定していくことが必要不可欠となる。

d) 地震発生を関知した後のリアルタイムの被害推定は、地震被害の低減に大きな効果をもたらすと言われているが、これに役立てるためには、数十秒から数分で都市全体の建物群の被害を推定できる被害推定のプロセスが必要となろう。地震被害推定手法により多くの条件について推定を行えば、その結果を応用して被害推定のプロセス（推定式）を構築することは可能となろう。

2) 被害推定の現状

建築構造物群の地震被害予測に関する研究は、都市域に被害を及ぼした地震の発生（例えば、関東地震、十勝沖地震、宮城県沖地震等）を契機に徐々にではあるが進められてきた。しかしながら、現段階においては都市の地震被害推定に使用可能なだけの十分な成果はまだ得られていないと考えられる。その主な理由としては、以下の諸点が挙げられる。

a) 構造物への作用力としての地震入力（地震動、地盤破壊、液状化等に関する研究は多く為されているものの、入力の一般的な評価方法としては、まだ定まっていない。また、これらを実評価するために必要なパラメータが非常に多い。

b) 都市における建築構造物の種類は多く、その耐震性能のばらつきも非常に大きい。また、これらの性能の分布を正確に評価することが困難である。

c) 上記に挙げたように考慮しなければならないパラメータが多すぎるため、構造物の各々を適切にモデル化し、その地震応答、さらには地震被害を推定する簡便な手法の構築が困難である。

1.1.3 建物の総合的な被害推定の目的

都市建築物群の耐震対策や都市耐震計画を策定していくためには、これまで研究の対象となってきた構造被害や人的被害などの直接被害だけではなく、構造物の地震被害が都市

の他要素へ与える影響を考慮しつつ、生活困窮度や経済的困窮度などの間接的な被害を定性的・定量的に推定していくことが重要である。

1993年1月に発生した釧路沖地震では構造的な被害およびライフライン系の被害は小さかったにもかかわらず、室内における家具の転倒や散乱が多数発生し、それに伴って室内における負傷者が多く発生した⁸⁾。また、ライフラインの被害だけでなく、室内の散乱も生活の困窮に大きく関わっていたことが明らかとなっている。このような新しいタイプの地震被害を評価していくためには、構造物が破壊するかどうかという被害の評価だけでは不十分であり、より低いレベルの入力によって引き起こされる被害の様相をも明らかにしていくことが第一歩となる。言い替えれば、居住空間としての構造物の機能が地震によってどれだけ損なわれていくかを定性的・定量的に評価する必要がある。

一方、構造物の耐震性能は建物の建設年代によって変化し、それに伴って地震被害の程度も大きく異なる。そのため、都市建物の被害推定をするためにはこの建物群の耐震性の時間変化、を明らかにする必要がある。しかしながら、建物の中には建設年代を確定することのできないものも多く、都市域の建物すべての建設年代を明らかにすることは極めて困難である。また、大都市の市域の時間的な変遷の中で、対象とする時点での建物群の耐震性の地域分布も常に変化している。

このような状況をふまえると、都市の変遷を考慮し、建物群の耐震性能を同じ尺度で評価し、同じ手法で地震被害推定を実評価することが必要となってくる。このような手法によれば、推定結果の過去の地震被害例との詳細な検証や、また、将来へ向かっての被害推定を行うことも可能となろう。

1.2 地震被害推定における問題点と既往の研究

構造物の一般的な地震被害推定の流れは大きく分けて、図1.2.1に示すように地震入力の評価、構造物の動特性のモデル化と応答計算、被害判定規準の設定と被害率の算定、の3段階に分けられると考えられる。以下に、フローに従って従来の研究と問題点をまとめる。

1.2.1 地震入力の評価

地震入力の評価については、2つの方法があげられる。1つは、地震が持つ不確定性を確率的に示す方法であり、具体的には地震現象の年超過確率を与えて期待される地動加速度を求めることができる⁹⁾。構造物や地域全体の地震に対する信頼性・危険度に対する解析には非常に有用であるが、個々の地震の持つ物理的イメージが希薄となる。

他方では個々の地震を想定して、それに応じた地震動をシミュレートする方法があげられる。この方法は地震発生頻度などの時間的概念が含まれないこと、具体的な地震を想定することによって実際の地震発生の可能性を大幅に限定してしまうなどの欠点はあるものの、物理的なイメージが得易いために被害推定には良く使われる。この方法では、先ず、工学的基盤における地震動を推定し、その地域の地盤モデルを設定して応答解析を行い、構造物への入力となる表層地震動を推定するのが一般的である。基盤動の推定では主にマグニチュード、震央距離よりアテニュエーション式によって経験的に加速度を求め、スペクトルはホワイトな特性にすることが多い。しかし、基盤動のスペクトル特性が入力の特性に大きく影響することも考えられるので考慮していく必要がある。

杉戸・亀田らは、これまでに得られた強震記録より工学的基盤面での地震動を推定してデータベース化し、これを基に回帰分析することにより基盤動のシミュレーション手法¹⁰⁾を構築した。この手法によればマグニチュード、震央距離の2つパラメータのみによって、既往の基盤地震動の特性を考慮した基盤における模擬地震動が作成可能となる。また、亀田らは前述の地震危険度解析とこの手法を組み合わせ、リスク適合マグニチュード、リスク適合震央距離などの概念を構築した¹¹⁾。これは地震危険度解析と想定地震による方法の長所を組み合わせたものであり、この様な考え方は今後の地震被害想定に役に立つものと考えられる。また、近年では精密な断層モデルを設定しその破壊過程より基盤地震動をシミュレートする研究がかなり進められてきているが、その手法は複雑であり、一般的な手法として被害推定に用いるには多少時間がかかるであろう。

表層地震動の推定は通常、地盤を成層地盤と仮定して、連続体モデルに置換して波動論を用いる方法、せん断質点モデルに置換して土の履歴モデルを設定して応答解析を行う方法が利用される。2方法とも近年の研究によって土の非線形性を考慮できるようになり、手法としても確立したものとなってきた。

波動論を用いた解析の代表的なものは、Schnabel, Lysmer, Seedによる"SHAKE"¹²⁾で、これは等価線形化法を用いて地盤の非線形挙動をモデル化し、波動論を非線形領域にまで適用した汎用的な解析手法である。一方、質点系モデルを用いた手法では、地盤の復元力特性のモデル化が大きな問題となるが、大崎・原・清田は各地層の非線形履歴特性として土の非排水強度で規準化されたRmberg-Osgood (R-O) 型のモデルを用い、各種の土質実験の結果を用いてR-Oモデルのパラメータを決定している¹³⁾。

これらの方法はある特定の地盤を対象とした解析では観測波形と良い近似を与えているが、地盤の特性を設定するにはかなり多くのパラメータ(各層の土質、せん断波速度、Q値、非線形特性など)を調査する必要がある、これらの手法を都市全域の地震被害推定に応用するには多くの労力が必要とされる。

杉戸・亀田らは、地盤の非線形性を考慮した波動論による解析により表層地震動計算し、

その結果を回帰分析することにより、基盤面より表層への地震動の変換係数¹⁴⁾を提案している。この手法では表層地盤の特性を示す2つのパラメータのみによって、基盤動及び表層の周波数特性を考慮した入力地震動が作成可能となり、都市域における多くの点に対して被害推定を行うためには非常に適した方法であろうと考えられる。

以上のように、地震という自然現象を対象とするだけに、地震入力の評価を簡便に、かつ正確に行うことは非常に困難が伴う。しかし、都市域での地震被害推定を進めるための基礎となるので、入力に関する諸要因の構造物の応答に対する影響の仕方をも考慮しながら、都市構造物の被害推定に関して十分な精度を持ち、なおかつ簡便な入力評価手法を見いだすことは今後の最も重要な課題のひとつとなろう。

1.2.2 構造物の動特性のモデル化と応答計算

これまでの構造物の地震時応答推定では、建物をせん断質点系に置き換えて応答計算を行うのが一般的であった。その際、最も重要な点は、対象とする構造物の動特性をいかに適切にモデル化するかであろう。また、そのモデル化に際して考慮せねばならない要因としては、構造形式、建築年代(その時点での設計法・工法、老朽度に関係する)、耐力、用途、階数などが挙げられる。これらの要因の中には、都市における建築物をモデル化する時に比較的容易に調査できるものとできないものがあり、注意が必要となろう。

現在までに、望月¹⁵⁾や大沢・周ら¹⁶⁾によって木造建築を対象とした応答解析が幾つか行われてきた。しかし、その際使用されたモデルは構造物の弾性剛性(固有周期)や耐力のみに注目した比較的簡単なものであり、構造物の動特性を十分に表しているとは言い難かった。しかし、最近の研究では、大橋・坂本は構造物の復元力特性をスケルトンカーブと履歴モデルの組合せで表現し応答解析を行っている¹⁷⁾。しかし、実際の木造建物の動的特性を十分に表現しているとは言いがたい。但し、近年木造建物もしくは木造の壁パネルの耐震性能に関して多くの実験が行われているので、今後は、これらの結果を生かし、構造物の実際の動特性を十分に表現できる履歴モデルを構築する必要がある。

また、これまでの解析で、対象とされたのは在来軸組工法の建築のみであったが、それ以外の工法の建物(枠組壁工法、古い都市では戦前型の建物など)についても今後はモデル化を行い解析することも必要である。木造建築の工法・設計法の発展は建築基準法制定以前より現在まで4-5期に分けられると考えられるが、そのそれぞれに応じたモデル化も考えて行かなければならない。

RC構造については、高層建物や大規模な建物などの個々の建物については地震応答解析は多く行われている。しかし、都市に存在する一般的な建物群については、小野瀬により低層壁式構造の建物についてその壁量(耐力)分布に注目して信頼性解析が行われてい

るが¹⁸⁾、構造物の履歴モデルを用いた例はまだほとんどない。RC構造の建物は木造建物に比べて構造形式や建物形状などが一定でなく、その一般的な動特性を把握するための指標の分布を調査することがきわめて難しい。特に、中層以上の純フレーム造や連層耐震壁等の耐震要素を含んだフレーム造の建物については、曲げ変形の影響も考慮しなければならず、それぞれの動特性をモデル化してせん断質点系に置換して行くことはかなりの困難を伴うであろう。しかし、これまでに個々の建物に関するせん断質点系モデルに対する解析的研究の成果はかなり蓄積されてきているので、これらの成果を十分に反映させてこれらの建築物の構造的類型化を図り、そのそれぞれについてのモデルを構築して行かなければならないと考えられる。

一方、中低層の壁式構造建物については壁量という指標によってその耐力分布がある程度把握でき、各層の履歴特性もせん断変形が卓越するため、ある程度の精度ではモデル化できると考えられる。幸い、都市におけるRC構造物のうちこの種の建物はかなりの部分を占めるので、当面はこれらの構造物の地震時応答を評価していくことが都市建築の被害を推定するうえで重要なポイントになろう。

1.2.3 地震被害の評価

構造物の耐震性、地盤特性と地震被害の関連に関する研究は被害地震の発生に伴って種々の形で行われてきた。

木造建物については、古くは関東地震の際の被害に関して、物部により木造建物の全壊率と震度との関係が得られている¹⁹⁾。関東地震に関しては地盤と震害の関係について他にもいくつかの研究が為されている²⁰⁾。また、他の地震についても同様の試みが為されている²¹⁾。このころの地震被害について、木造の被害の地域分布に関する詳細なデータは得られていない。

一方、近年の地震被害では、宮城県沖地震の被害について阿部らは小学校区ごとの被害データをまとめ、地盤条件との比較を行っている²²⁾。鈴木らは近年の木造建物の地震被害と建物の耐震性を横断的に比較し、各地域の耐震性の特徴とその被害との関連について研究を行っている²³⁾。しかし、近年の地震被害に対して、地域分布のわかるデータや建物の耐震性能と被害の関連がわかるデータはあまり整っておらず、木造の耐震性評価、地震被害推定のためには今後のデータの蓄積が望まれる。

鉄筋コンクリート構造物に関しては、十勝沖地震以後、個々の建物の被害例に関しては研究が進められてきている。建物群に関する研究としては、中川ら²⁴⁾により関東地震・福井地震について、志賀²⁵⁾により十勝沖地震についてそれぞれRC造建物の壁率と地震被害の関連が調べられている。特に、志賀による関係式は建築基準法における終局強度の推定に用いられている。この様な試みはこれ以後の地震の被害に関しても行われている。一方、

建物群として被害を推定する試みは柴田による例²⁶⁾があるが、まだ、一般的に行われているとはいいがたい。

地震による被害の程度(震度)を広域的にかつ高密度にとらえる手法は、太田により1972年開発された²⁷⁾。これは、各地域の震度を種々の被害に関するアンケート調査により総合的に求めるもので、それ以後の地震被害に関しても同様な形で適用されてきており、地震被害を横断的にとらえることのできる貴重なデータが収集されている。

一方、構造物の地震応答値より実際の被害を評価する規準については、現状ではあまり研究が進められてきていないと言えよう。評価規準を設定するに当たっては、いくつかの考慮すべき観点があると考えられる。

まず第一に、通常用いられているような構造的被害を評価する尺度としての規準が考えられる。これによれば、全壊・半壊などといったこれまでの震害の統計量と同様な評価が可能となり具体的な震害のイメージが掴み易い。また、震害データとの比較によって被害推定手法の妥当性の検証を行う際にも必要となろう。現状での木造建築の地震被害推定では、例えば、層間最大変形10cmで全壊、5cmで半壊というような、過去の震害経験による主観的判断を用いることが多かった。しかし、この判定規準では曖昧な部分が非常に多いので、過去の震害データを統計的・客観的に評価するか、理論解析によって評価規準を導くことが必要であろう。また、これまでは最大応答量のみに注目する場合が多かったが、最近では累積塑性変形、累積消費エネルギーなどを併せて評価する研究が進められている。しかし、各種構造物によってどの程度繰り返し変形の影響を含めていくかについては一般的な知見は得られておらず、これからの成果が待たれる。

次に、構造物の地震被害をその経済的影響より評価することも必要であろう。この評価規準には構造物個々の経済的損失から、構造物被害が社会全体に及ぼす影響や復旧に必要な費用までの、種々のレベルが考えられるが、自治体の地震防災対策や復旧対策の策定には非常に有用となろう。損害保険料率算定会では、建築費や部位別の建築価格などをもとに被害額を算出する手法を開発している²⁸⁾。しかし、個々の構造物の経済的損失を正確に算出するには、構造物のコスト評価法や対象とする構造物の重要度評価など、また、社会全体へ及ぼす影響を評価するには、構造物被害の他の震害への波及に関するシステム分析など、これまでにほとんど手がつけられていない項目が山積しており、これからの研究の進展が待たれる。

第3に構造物の持つ機能の損失に関する評価規準が考えられる。個々の構造物に関して言えば、内・外装材の被害、窓や出入口の被害、家具の転倒、屋内配管系の被害など、構造的に大被害を受ける以前の被害を評価することは、中規模程度の地震による被害を推定する上で必要である。またこれらの評価は火災発生・延焼、避難可能性などの評価にも必要となろう。都市全体としては、重用度の高い構造物の被害による、情報伝達や水道・電

気・ガスなどの都市機能の低下も問題になろう。これについては1.2.5で改めて述べる。

1.2.4 地盤災害による被害

これまでは主に構造物の振動による被害の推定について述べてきたが、新潟地震、宮城県沖地震、日本海中部地震などでは、地盤破壊（液状化を含む）による被害が顕著であった。構造物の耐震性能が上昇し、一方で都市は土地不足の折りから軟弱地盤の上へと拡大していくという傾向を考えると、今後の地震被害は振動による被害よりも地盤破壊による被害の方が卓越していく可能性も十分にあり、これらに関する研究も非常に重要となろう。

地盤の液状化については、その発生に関する研究はかなり進められてきており、液状化予測手法もいくつか提案²⁹⁾されているが、造成地などでの地盤破壊の可能性については、応用可能な手法は現在のところまだ見あたらない。

また、地盤破壊の生じた場合の構造物の被害については、その性状は振動による被害とはかなり異なったものとなると考えられる。浜田ら^{30), 31)}は、表層地盤の側方流動の程度と建物被害の関連を新潟地震などの被害例について比較検討している。しかし、これはごく一部の例であり、液状化の程度と地震被害の発生に関連についてはまだほとんど明らかにされていないので、これからの課題の一つとなろう。

1.2.5 室内における被害

室内における家具の転倒に関しては、実験的な研究がいくつか行われ、家具転倒に関する評価式が得られている³²⁾。一方、家具の応答に関する解析的な研究もいくつかおこなわれている³³⁻³⁵⁾。しかし、現状では実験的にも解析的にも限られた条件での結果しか得られていない。より地震時における室内の状況に応じた研究がなされ、転倒推定の精度を高める必要がある。

地震時の室内変容と人間行動に関しては岡田らの研究³⁶⁾がある。また、室内における負傷者の発生に関しては村上らの一連の研究^{37), 38)}があり、釧路沖地震や北海道南西沖地震などで詳細な調査を行っている。しかし、室内被害を解析によって推定する試みは未だ為されておらず、また、それに起因する負傷、火災発生の程度を評価することも為されていない。室内における地震被害を種々の条件で捉えていくためには、上記の実験的な研究の成果をふまえて推定手法を構築していくことが肝要であろう。

1.3 本研究の目的

これまでの検討をふまえ、本研究では都市域における建築物群の耐震安全性を評価し、それに基づき地震被害推定手法を構築することを幹に研究を進める。都市域に多数存在する一般的な構造物として、木造住宅と低層鉄筋コンクリート造建物を対象として、あるまとまった耐震性を持ったいくつかの建築物群としてこれらを捉え、その地震応答・地震被害を推定する手法を構築する。その際、動的特性のモデル化に当たっては、構造物は群として捉えることを念頭に、群の耐震性を規定するいくつかの耐震指標をもとに既往の実験・研究の成果を十分に反映した物となるように考慮した。また、地震被害の推定には、構造物や入力地震動のばらつきを考慮する。

一方、構築した被害推定手法の精度の検証も出来るだけ行うよう心がけた。このためには、比較対象となる実際の地震被害データが必要となるが、そのために既往の地震被害例から建物被害の地域分布に関するデータ、および耐震特性と被害が研究できるようなデータを、数値データを基本に収集し、あわせて被害の傾向を分析し、被害推定法へフィードバックした。

構造物群の耐震安全性評価を幹とすれば、これに起因する機能的被害・2次被害は枝葉に相当するが、これも切り落とせない重要な物であることは以前に触れた。ここでは、この様な被害についても被害状況を分析し、それを反映した推定手法を構築することを試みる。また、都市建築物群の時間的な変動を考慮する手法を構築し、空間軸のみならず、時間軸をも考慮した総合的な被害推定手法へと発展させる。

以上をまとめると、本研究の目的は「建物群の総合的な地震被害推定手法を構築し、都市地震防災および都市耐震化方策の策定のために役立てる」こととなる。

1.4 本研究の構成と概要

本論文は第1章から第10章で構成されている。大きく分けると、第2章、第3章は地震被害推定手法構築のための既往の地震による建物被害データの収集・分析に関するものである。第4章より第7章までは、都市における建物群の構造的被害、室内空間における被害の推定手法の構築と実際の被害例との比較による検証、被害推定に関するケーススタディをあつかった部分である。最後に第8章、第9章は被害推定の精度を高めるための試みについて述べた物である。

第2章以後の構成と概要について以下に記す。

第2章では、これまでの建物の地震被害について、筆者が行った被害調査に基づき、得

られた数値データをまとめると共に、被害の様相について分析し、被害推定手法の構築のための資料とした。

1995年兵庫県南部地震、1993年釧路沖地震、1994年北海道東方沖地震、1989年ロマプリエタ地震に関して、建物の構造的な被害に関して、その地域分布をあらわす数値データおよび構造物の耐震特性と被害が関連づけられる数値データを中心に収集し分析を試みた。釧路沖地震については火災発生や室内被害についても得られたデータに基づいて検討を行った。

また、兵庫県南部地震、釧路沖地震については地盤に関するデータも同時に収集し、被害の地域分布と構造物の特性・地域の地盤特性との比較を行った。

第3章では、通常の被害調査では得られにくい室内における被害状況や生活支障を明らかにするために行われたアンケート調査の方法について述べる。次に、釧路沖地震と日本海中部地震に関して行ったアンケート調査による建物被害の特性についてまとめた。さらに、釧路沖地震については室内被害の発生状況、室内における2次災害の発生状況、室内被害と生活困窮との関連などにも触れた。また、行政体による被害統計には現れにくい非住家の被害についてアンケート調査による修理状況からまとめた。

第4章では、被害推定のための地震応答解析に用いる構造物の動的モデルの作成方法を記した。4.2節、4.3節ではそれぞれ木造住宅、低層鉄筋コンクリート構造物の動的特性の設定法を既往の実験結果や研究成果に基づき構築した。4.4節では同様の方法で中国における組積造建物の動的特性のモデル化も試みた。4.5節では地震応答解析に必要な地震入力の実験手法について分類整理し、本被害推定手法で用いたいくつかの手法について検討を行った。

第5章では、第4章で定式化した構造物の動的モデルを用いて、パラメトリックな地震入力に対する地震応答解析を行った。5.2節では木造建物について応答解析手法について記し、基本的な構造物の最大応答に関して、その特性を明らかにした。5.3節では同様に低層鉄筋コンクリート構造物について、応答解析を行い、基本的な応答特性およびせん断耐力の分布が応答に及ぼす影響、構造物のねじれ振動が最大応答に及ぼす影響、基礎と地盤の相互作用が最大応答に及ぼす影響などについて明らかにした。これらの成果をふまえ、5.4節ではこれらの応答結果より、被害推定に簡便に用いることの出来る被害推定式を導いた。

第6章では、応答解析結果に基づいた被害推定の方法について記し、実被害との比較を行って推定法の妥当性の検証を行った。また、ケーススタディとしていくつかの地域につ

いて想定地震発生時の建物被害の推定を行い、被害発生の特徴について明らかにした。

6.2節では、応答解析結果に基づいた振動による被害推定の手法を構築した。6.3節では、地盤変状による構造物の被害を分類し、そのうち液状化による建物被害についてそのメカニズムについて考察した。また、日本海中部地震による被害データを用いて液状化による被害の推定手法の構築を行った。6.4節では宮城県沖地震および釧路沖地震による実際の被害データと推定結果を比較し、推定精度の検証、被害推定の問題点の洗い出しを行った。最後に、6.5節では京都市を、6.6節では上海市を対象として想定地震の際の建物被害分布の推定を行い、その特徴について考察を行った。

第7章では、建築物の室内空間における地震の被害推定に関して研究を行った。7.2節では、まず、建物の室内空間における被害の発生形態について分析を行った。7.3節では室内被害の程度に大きな影響を及ぼす家具の転倒に関して、振動実験を行い、家具の振動の特性、転倒防止対策の効果などについて検討を行った。また、7.4節では家具の転倒に関してパラメトリックな地震応答解析を行い、種々の条件の下での家具の応答性状について分析を行った。7.5節では、家具の転倒および室内の散乱の推定手法を地震応答解析によるフロアの最大応答を基準に構築した。また、釧路沖地震の際の室内被害の例と比較し、推定手法の妥当性の検証を行った。7.6節では負傷者や室内火災の発生可能性などの2次災害について、その発生率の推定を試みた。

第8章では、建築構造物の耐震性のより詳細な評価を行い、被害推定手法の精度を向上させることを目指して研究を行った。8.2節では釧路市において行った建物の常時微動計測による結果をまとめると共に、微動観測による建物の振動数と振動性状との関連、被害との関連などについて考察を行った。8.3節では八戸市および京都市において行われた観測の結果に基づいて、8.2節と同様の分析を行い、上記3市における建物の微動特性と耐震性の関係をまとめた。一方、8.4節では地震被害を受けた3つの地域の木造建物について、被害に関する統計データ、地域の工法、地震応答解析結果などを比較し、木造建物の耐震性の地域性と一般性を明らかにすると共に、耐震性と地震被害との関連を明らかにした。

第9章では、都市域における建築物群の耐震性の変遷を考慮した地震被害推定を行った。9.2節では統計データに基づいて都市域における建物分布を推定する手法の構築を行い、京都市を対象として構造別・建設年代別の建物分布を推定した。9.3節では構造物の建設年代に応じた動的モデルの設定手法を示すと共に、いくつかの想定地震による京都における各地点の表層地震動を推定し地震被害推定を行った。さらには、推定結果に基づき被害分布特性を明らかにした。

第10章ではまとめとして、各章の内容の総括を行い、地震被害推定の今後の課題と地震防災への提言について述べる。

第1章 参考文献

- 1) 亀田弘行・岩井哲・北原昭男・能島暢呂：都市耐震のための研究領域の分析，土木学会関西支部都市防災シンポジウム講演集、昭和62年10月、pp. 207-216.
- 2) 亀田弘行・岩井哲・北原昭男・能島暢呂：都市震害のシステム分析序論，京大防災研年報，第31号，1988.
- 3) 亀田弘行：都市震害の経験に学ぶー都市の耐震性は向上しているかー、京都大学防災研究所第1回公開講座「都市の防災」テキスト、1990. 8、pp. 93-116.
- 4) 片山恒雄：地震と都市機能、「新都市」、第40巻8号、1986. 8、pp. 14-18.
- 5) 亀田弘行（研究代表者）：兵庫県南部地震をふまえた大都市災害に対する総合防災対策の研究、文部省緊急プロジェクト報告書、1995. 3.
- 6) 藤原悌三（研究代表者）：平成7年兵庫県南部地震とその被害に関する調査研究、文部省科学研究費総合研究A報告書、1995. 3.
- 7) 能島暢呂：都市震害のシステム分析モデルに関する基礎的研究、京都大学修士論文、1988. 2.
- 8) 日本建築学会：1993年釧路沖地震災害調査報告、1995. 8.
- 9) 例えば、尾崎昌凡・北川良和・服部三育：地震動の地域特性に関する研究（その1）、日本建築学会論文報告集、No. 266、1978. 12
- 10) Sugito, M. and Kameda, H., "Prediction of Nonstationary Earthquake Motions on Rock Surface", Proc. of JSCE Structural Eng. /Earthquake Eng. Vol. 2, No. 2, October, 1985.

- 11) 亀田弘行・能島暢呂：リスク適合地震動のシミュレーション手法、京大防災研年報、第30号B-2, 1987, pp. 107-119.
- 12) Schnabel, P., Lysmer, J. and Seed, B.: SHAKE -A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, EERC Report, Univ. of California, Berkeley, 1972
- 13) 大崎順彦・原 昭夫・清田芳治：地盤振動解析のための土の動力学モデルの提案と解析例，第5回日本地震工学シンポジウム，1978，pp. 697-704.
- 14) 杉戸真太・亀田弘行・後藤尚男・広瀬憲嗣：工学的基盤面と沖・洪積地盤面の地震動の変換係数ー表層地盤の非線形性を考慮した最大地動・応答スペクトル・非定常スペクトルの推定モデルー、京大防災研年報、第29号B-2, 1986, pp. 41-58.
- 15) 望月利男：東京都区内における木造家屋の震害予測のための実態調査と地震応答計算について、日本建築学会論文報告集、第230号、昭和50年4月、pp. 73-83.
- 16) 大沢・周・長田：耐震性指標による木造建物の震害予測と対比、大地震時における都市生活機能の被害予測とその保全システムに関する研究、文部省科学研究費自然災害特別研究（1）報告書（研究代表者：志賀敏男）、昭和59年3月、pp. 89-96.
- 17) 大橋好光・坂本 功：木造住宅の地震応答解析（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、昭和60年10月、pp. 1213-1214.
- 18) 小野瀬順一：RC建物の震害予測法と実際との対比、大地震時における都市生活機能の被害予測とその保全システムに関する研究、文部省科学研究費自然災害特別研究（1）報告書（研究代表者：志賀敏男）、昭和59年3月、pp. 89-96.
- 19) 物部長穂：土木耐震学、常盤書房、1933.
- 20) 川角 広：東京の震害分布と地盤について、建築雑誌、no. 773、1951.
- 21) 佐々憲三・棚橋 諒・石原籐次郎：地盤と震害、京都大学防災研究所研究報告、No. 2.
- 22) 阿部良洋：建物の震害の分布、大地震時における都市生活機能の被害予測とその保全

- システムに関する研究（研究代表者：志賀敏男）、文部省科学研究費自然災害特別研究（1）報告書、1984. 3、pp. 80-88.
- 23) 鈴木 有：木造建物の地震被害はなぜ軽微に済んだか？－（その2）1993年能登半島沖地震の場合－、第9回日本地震工学シンポジウム論文集、1994. 12、pp. 49-54.
- 24) 中川恭二・亀井 勇・黒正清治：鉄筋コンクリート建物の壁率と震害の関係、日本建築学会論文報告集、No. 60、1958. 10、pp. 309-312.
- 25) 志賀敏男：構造物の振動、共立出版
- 26) Shibata, A.: Prediction of the Probability of Earthquake Damage to Reinforced Concrete Building Groups in a City, VII WCEE, Istanbul, 1980.
- 27) 太田 裕・後藤典俊・大橋ひとみ：アンケートによる地震時の震度の推定、北海道大学工学部研究報告、92、1979、pp. 117-128.
- 28) 損害保険料率算定会：液状化危険度に関する調査研究、地震保険調査研究27、1990. 10
- 29) 岩崎・龍岡・常田・安田：砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法とその適用例、第5回日本地震工学シンポジウム講演集、1978、pp. 641-648.
- 30) 浜田政則・安田 進・磯山龍二・恵本克利：液状化による地盤の永久変位の測定と考察、土木学会論文集、第376号／III-6、1986. 12、pp. 211-220.
- 31) 浜田政則・安田 進・磯山龍二・恵本克利：液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究、土木学会論文集、第376号／III-6、1986. 12、pp. 221-229.
- 32) 石山祐二：Criteria for Overturning of Bodies by Earthquake Excitations、日本建築学会論文報告集、第317号、1982. 7.
- 33) 望月利男・小林計代：単体の運動から地震加速度を推定するための研究、日本建築学会論文報告集、第248号、1976. 10、pp. 63-70.

- 34) 梅村 魁・滝沢春男：非定常入力による転倒振動の解析、日本建築学会学術講演梗概集、1970. 9、pp. 379-380.
- 35) 志賀敏男・渋谷純一ら：建築物の機能障害、1978年宮城県沖地震による被害の総合的調査研究、文部省科学研究費自然災害特別研究(1)報告書（研究代表者 佐武正雄）、1979. 3、pp. 133-138.
- 36) 岡田成幸：地震時の室内変容に伴う人的被害危険度評価に関する研究－その1 居住空間危険度マイクロゾーニングの提案－、日本建築学会構造系論文報告集、第454号、1993. 12、pp. 39-49.
- 37) 太田 裕・村上ひとみ：地震時の人間行動と死傷発生に関する研究、地学雑誌、97-5、1988、pp. 68-80.
- 38) 村上ひとみ・坂井 忍・村上公一・高井伸雄：1993年釧路沖地震の人間行動調査－負傷者の発生と病院の対応－、日本建築学会北海道支部研究報告集、1993. 3

地震ハザード

都市の構成要素

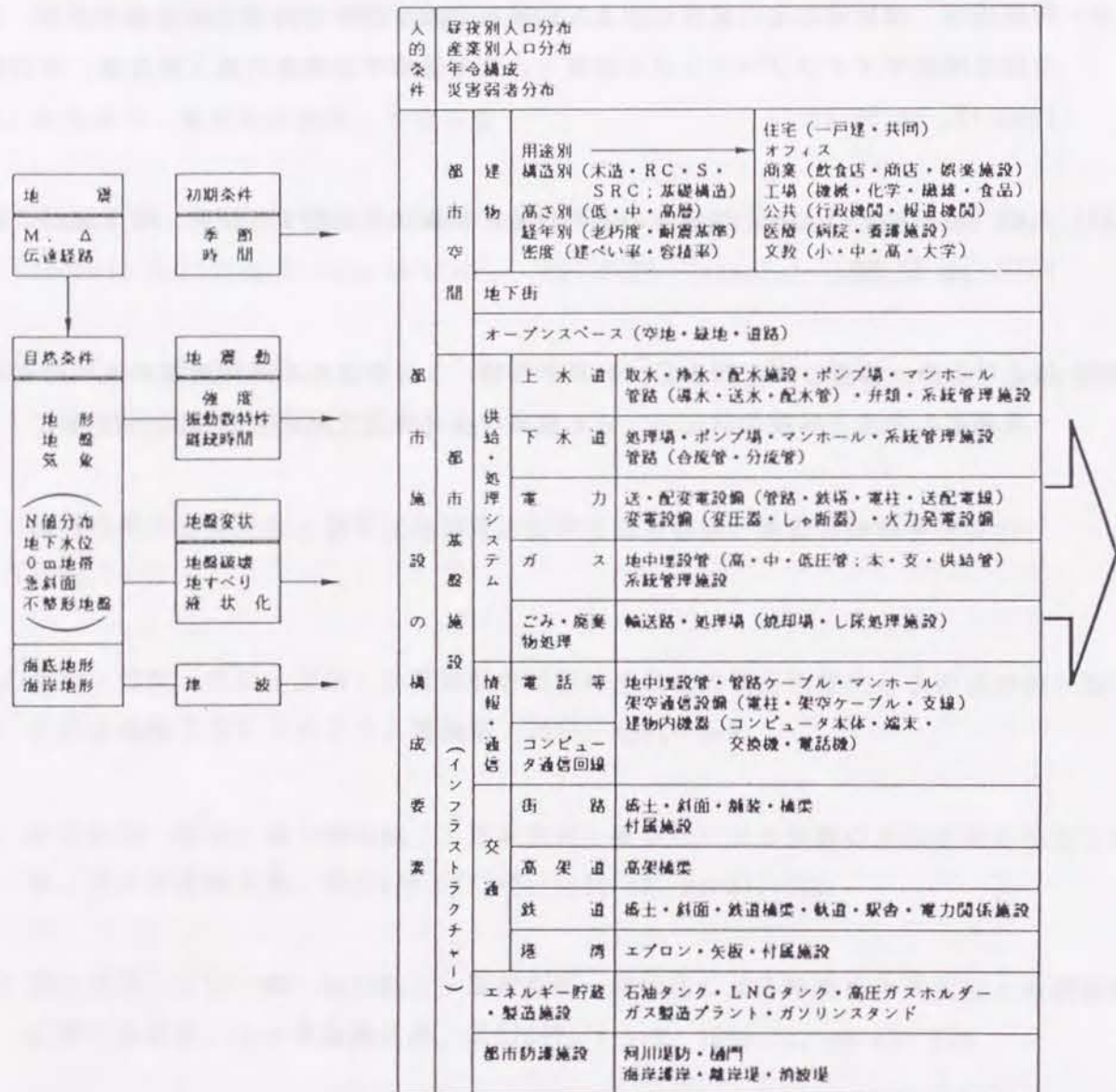


図1.1.1 都市の構成要素と震害波及のプロセス（続く）

一次災害

死傷（建物倒壊）
倒壊・傾斜（全・半壊） 内外装材・広告物の落下
構造被害
取水不能・廃送不能 管路被害（管路折損・継手破壊）
廃送不能 管路被害（管路折損・継手破壊）
変電設備被害・変圧設備（鉄塔・電柱）被害 管路被害（管路折損・継手破壊）・発電設備被害
管路破断・継手破壊
輸送路被害・処理場被害
管路被害（管路折損・継手破壊） ケーブル破断・架空線切断 建物内機器転倒・破損
路面隆起・陥没・一般橋梁被害 障害物（ブロック壁・建物・落石等）による路面閉塞
高架橋梁被害
橋土破壊・橋梁被害・駅舎被害・軌道破壊
エプロン沈下・矢板傾斜・貯木堆出
貯蔵物のスロッシング 構造被害（側板・底版割れ・不同沈下）
堤防被害（天端沈下・堤体の亀裂・堤防決壊） 護岸被害・堤防被害

二次災害

死傷（火災・落下物・洪水・交通事故・地下街）
火災（ストーブ・台所・飲食店・薬品から） 洪水（破損・河川・津波・下水による） 危険物漏出
停電・洪水・出口閉塞／脱出困難・パニック
サービス停止 および 品質低下
断水・漏水 水の濁り 汚水の流出 入水 停電 異常電圧・周波数変化 ガス供給停止 ガス漏れ・火災 ごみ・廃棄物処理不能 通信不能 誤作動 オンライン停止 データの喪失
交通機能マヒ・交通事故 冠水（破損・河川・津波・下水による）
列車脱線・ダイヤの乱れ
船舶停泊不能
貯蔵物の漏出・火災 エネルギー喪失
洪水・浸水

都市活動への災害波及

生活難・失業
業務に支障 食糧・生活必需品等の確保困難 生産活動への支障・衛生環境悪化 避難活動への支障 教育活動に支障
生産力低下 経済活動停滞
（避難後の救済物資の確保）
家庭（飲料水・風呂・トイレ・炊事）、衛生環境悪化 工業用水・医療用水不足
家庭への影響 衛生環境悪化
家庭・工場・医療への影響 上下水道・ガス・交通信号・情報・通信等の機能マヒ
家庭・工場・医療への影響
ごみ・廃棄物の蓄積（家庭・街路・工場等） 衛生環境悪化
情報伝達に支障・報道のレベル低下 情報不足による不安・デモ発生・救済・救援活動に支障
製造業・サービス業・金融機関等の業務マヒ 預貯金引出し不能
避難・疎開に支障 長距離避難者等の帰宅不能 情報伝達に支障・報道のレベル低下 物資輸送・復旧資材調達に支障 救済・救援活動に支障
物資輸送・避難・疎開等に支障
広範囲・長期間の延焼 有毒ガス等による環境悪化
震災後の集中豪雨などによる浸水

図1.1.1 都市の構成要素と震害波及のプロセス

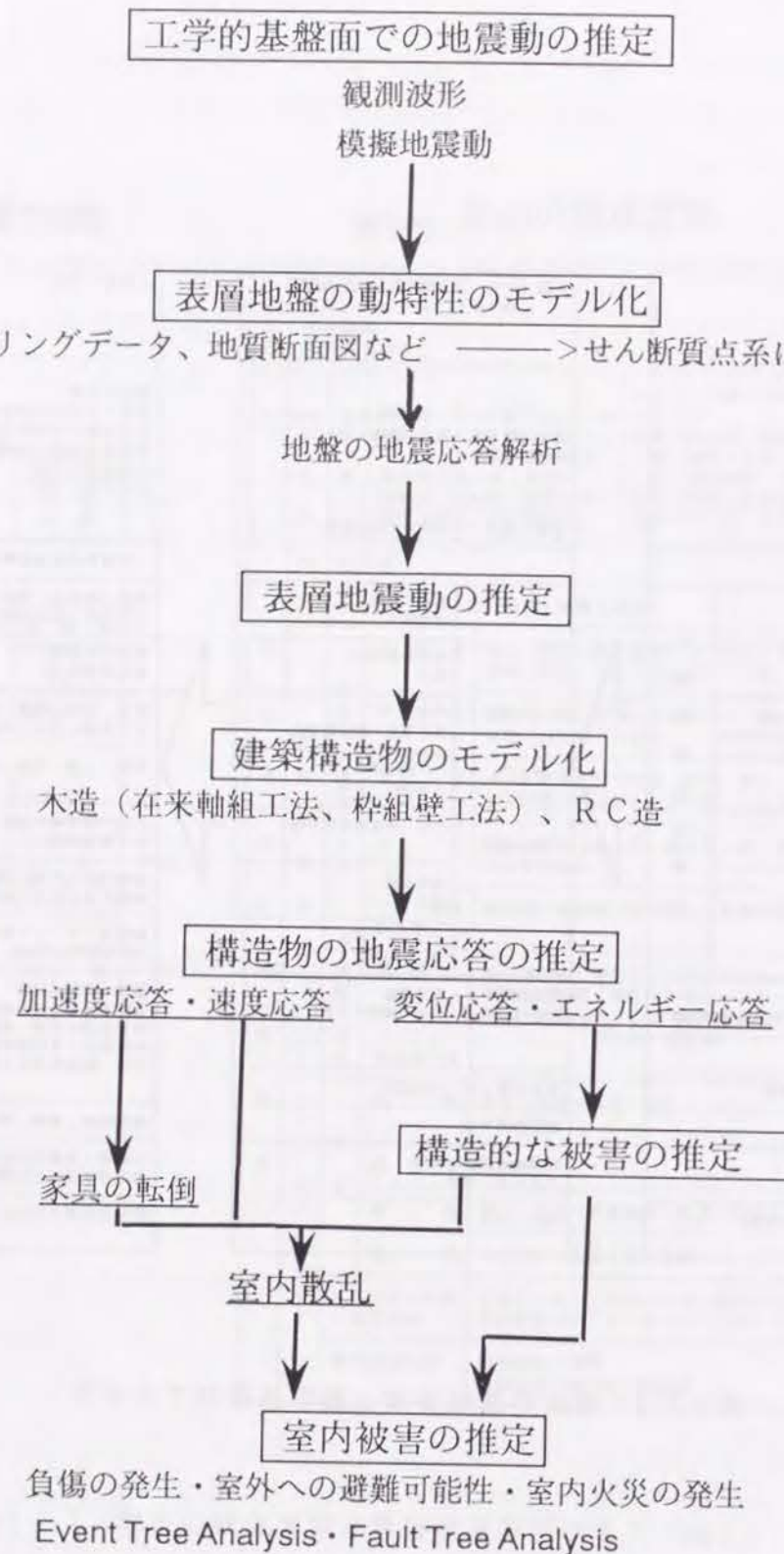


図1.2.1 地震被害推定のフロー

2. 建築構造物群に関する地震被害データの分析

2.1 概説

本章では、都市建物群の耐震性向上および地震被害推定の構築のために必要となる地震被害データの収集を行った。ここで対象としたのは、近年の建物の地震被害で筆者が自ら行った被害調査のデータである。収集・整理の方針としては、建物被害分布がわかるようなデータを主に収集することとし、できるだけ数値データが得られるようにした。また、構造物の耐震性能と被害の関係が明らかとなるような資料についても適宜収集整理するよう努めた。

ここでは、この様にして得られた被害データをまとめると共に、被害の様相について分析し、被害推定手法の構築のための資料とした。

2.2節では、1995年兵庫県南部地震について、建物被害、特に木造住宅の被害の特性について大まかに分析した。また、宝塚市・芦屋市に関しては得られた全数被害データを基に、被害分布、建物特性と被害の関係、地盤条件と被害の関係などについてまとめ、被害発生の要因の分析を行った。

2.3節では1993年釧路沖地震について、自治体から得られた被害データを基に建物の構造的な被害の分布特性について明らかにした。また、市内で行われたアンケート調査の結果を基に室内における被害の分布を明らかにし、負傷者の分布との関係についても触れた。

2.4節では1994年北海道東方沖地震について建物被害の特徴をまとめた。この地震は一般の建物に広く構造的被害を引き起こすレベルよりはやや小さい入力レベルであり、このようなレベルの地震によりどのような建物被害が発生し始めるかについて、調査結果より明らかにした。

2.5節では1989年ロマプリエタ地震に関して、建物被害の特徴、被害分布についてまとめた。また、自治体より得られた全数データおよび調査チームにより踏査されたデータの分析を行い、構造種別と建物被害の関係、建物被害のレベルと損害額の関係などについてまとめ、その傾向を明らかにした。

2.2. 1995年兵庫県南部地震による建物被害

兵庫県南部地震により建物は大きな被害を受け、それにより多くの人命が損なわれた。また、建物被害は延焼火災の発生や交通遮断の原因ともなり、地域社会に大きな影響を与

えた¹⁾。

ここでは、兵庫県南部地震による建物被害の実態について、まず被害の全体的な傾向におよび木造建物の耐震性と被害の関連について記す。また、その後、芦屋市および宝塚市から得た被害の全数データに基づき、建物被害発生の原因を構造物および入力強度の両面から探る。なお、筆者は学会近畿支部の合同被害調査においては大阪工大・金沢工大などととも神戸市中央区を担当した。また、ここでは、中央区および他のグループが担当した地域の報告²⁾も参照した。

2.2.1 被害の状況

兵庫県南部地震は想像を絶する災害を関西の都市圏にもたらした。死亡者5459人の88%は圧死によると言われており（兵庫県警発表3.17）、地震発生が午前5時46分ではほとんどの人が就寝中であつたこと、激しい震動により避難するまもなく建物が倒壊したことから、木造住宅の倒壊が主因と考えられる。木造住宅の被害は神戸市で全壊54,949棟、半壊31,789棟であり、世帯数の1/10程度が全壊という異常な値を示しており、震度7の地震動の破壊力がいかに激しいかが判る。今回はさらに地震火災が多発・延焼、7,377戸が全半焼した。

表2.2.1には、主要な市区町の世帯数、死者数、全壊戸数、半壊戸数、被害率、死者率を示している。神戸市各区と兵庫県東部の都市および淡路島北部の被害統計による全壊棟数・半壊棟数を国勢調査による世帯数で割ることにより、近似的に住宅の被害率（全壊率+0.5×半壊率）を推定すると³⁾、神戸市では長田区が最も多く（28.2%）、次いで灘区（24.3）、兵庫区（19.8）、東灘区（16.5）、西宮市（15.1）となる。また、淡路島の一宮町では46.3%の高い値となっている。

死者率は死者数を全壊戸数で割った値で定義しているが、洲本市は全壊戸数が少ないため除くと、芦屋市、東灘区の死者率が多く5%を越している。一方、被害率の高かった一宮町における死者率は1%とかなり少ない。その理由は、一宮町では世帯数より住宅数が多いこと、神戸市内では逆に文化住宅などの倒壊により、1棟当たりの死者数が多くなっていることなどが考えられる。また、住民組織の大きさが影響しているとも考えられる。すなわち、一宮町では住民同志がお互いを知り尽くしており、いち早く救急に協力したのに対し、神戸市内ではこのような住民間の連携が十分でなかったのではないかと危惧される。

神戸市内の激甚地は東灘区から長田区にかけて約1kmの带状に分布している。図2.2.1は筆者が参加した近畿支部の中央区班の調査結果から各ブロック毎の全壊率（%）を求めた図であり、括弧内には調査戸数を示している。また、中央区を東西に20分割して南北方向に被害の程度を調べると図2.2.2のようになる。この地域は山側では洪積層、南の海側へ次第に沖積層が深くなる地盤であり、中央区の調査ではJR線の近傍で被害が増加してい

る傾向が示され、地盤構造による入力地震動の強度分布が問題となろう。また、この地域には建設年代が古く、間口の狭い建物が多いようで構造物側の問題点も指摘されよう。山側は比較的新しい建物が多いためか被害は少ない。全壊率の多い地域が建物の耐震性が支配的なのか、地盤の増幅率が支配的なのか²⁾については、今後、地盤動特性および構造物の耐震性分布の詳細な検討などによって明らかにしていく必要がある。西宮市では阪急西宮北口周辺、門戸厄神、甲東園、仁川6丁目などで被害が多く、百合野町では地すべりによる倒壊も発生している。国道43号線の南側では地盤の液状化による被害が目立つ。また、震源断層からはやや離れた宝塚市でも、武庫川の旧流域と思われる川面、売布などJR、阪急線に沿った地域で大きな被害が発生している。

2.2.2 木造建物の耐震性と被害の関係

今回の地震で建物被害をこの様に大きくした最大の理由は地震動の強さであろう。しかし、木造建物の側からみた場合の被害の原因としては次のことが考えられる。

- 1)筋かいの不足
- 2)接合部の不良
- 3)部材や接合部の腐食・老朽化
- 4)壁量の不足
- 5)屋根重量が大きい
- 6)構造計画の不備

木造の耐震力は壁や筋かいの耐力が支配的であり、筋かいのない建物やあっても接合部がはずれたり、面外にはらみ出して機能を果たしていない建物が被害を受けている。また、激しい上下動も加わり、柱が土台から抜けだしたために倒壊した場合も多い。

一方、木造建物の耐力は老朽化により年数とともに劣化する。雨仕舞や通気孔の閉塞により部材が腐食したり蟻害が発生することを居住者は理解して日常の管理に注意が必要である。

屋根重量が大きい場合は、作用する地震力が大きくなるので、それに見合う耐力を持つように補強するのが望ましい。また、間口の狭い建物や店舗付き住宅が道路側に倒壊した例はきわめて多い。バランスのよい構造計画が望まれる。

軽量屋根の建物の被害は一般に軽微であるが、なかには、1階が倒壊したり、中破となった例もある。適正な構造計画が大切なことが判る。また、軽量の建物は建設年代の新しいものが多い。長い年月の後に腐食など耐力の劣化が生じないか注意が必要である。また、瓦屋根であっても、建設年代が新しく、適切な筋かいの利用により被害が軽微に済んだ例もある。重量に見合った抵抗力を有する建物であれば、この地震にも抵抗できたことを示

している。内外壁にサイディング、合板など面材を使用することは耐震性を高めるのに有効であろう。

2.2.3 建築構造物の被害分布に及ぼす構造物特性・地域特性の影響

都市建物群の被害を軽減していくためには、今回の地震による建物被害のメカニズムを明らかにしていくことが急務である。ここでは、今回の地震で大きな被害を受けた宝塚市および芦屋市の建物被害分布をもとに、建物被害の特徴についてふれ、構造物の特性および地盤条件などの地域特性が被害に及ぼした影響について考察する。

1) 宝塚市における建物被害分布

宝塚市は阪神間の都市圏の最北部にある人口20数万の中都市である。被害の最も激しかった神戸・芦屋からはやや離れているものの、今回の地震で建物の全壊は1339棟、死者数は87人に達している(1995.2.19現在)。宝塚市ではほぼ全数の建物について地震による損壊率(%)が調査・整理されている。損壊率は調査シートに基づき、構造各部についての被害の評点を合計したものである。このデータに基づき各町丁ごとの全建物の損壊率の平均値を求めて図2.2.3の地図上に示した。○が大きい方がその町の被害が大きいことを表している。被害は北部の東西に連なる帯状の地域、南部の一部地域に集中していることがわかる。このような分布がどのような原因で生じたかを知ることが建物被害発生メカニズムを探る手がかりとなる。被害分布に影響を及ぼす2つの要因(構造物側の要因と地域的な地盤・地質条件)について以下に述べる。

2) 宝塚市における構造物の特性と建物被害

図2.2.4には上記のデータに基づいて木造、鉄筋コンクリート造などの構造種別と被害の関係を示す。図中の構造種別の記号は以下を示している。W-H: 在来工法による木造(重い屋根)、W-L: 同(軽い屋根)、WP-H: プレハブ工法による木造(重い屋根)、WP-L: 同(軽い屋根)、RC: 鉄筋コンクリート構造(鉄骨鉄筋コンクリート構造を含む)、S(鉄骨造)、LS: 軽量鉄骨造、LSP: 軽量鉄骨造のうちのプレハブ造、M: 組積造。なお、図中では上記損壊率に応じて無被害から全壊まで被害の程度に読み変えている。この図より構造種別によって被害の程度が大きく異なっていることが読みとれる。特に、木造建物では、屋根の重いものは軽いものに比べ倍程度被害が大きい。また、プレハブ造の建物の被害は非常に小さく全壊はほとんど発生していない。

図2.2.5には重い屋根を持った木造建物、鉄筋コンクリート造および鉄骨造の建物に対して、その建物の建設年代と被害の関係を示した。図より明らかなように建設年代が新しくなるほど被害が小さくなっており、1982年以後(耐震設計法が改訂された後)に建てら

れた建物には大きな被害は発生していない。建設年代と被害にこのような関係が生じたのには2つの理由が考えられる。1つは建物の設計法・施工法が年を追って良いものとなり、建物の地震に対する性能が高まってきたこと、もう一つは建設年代が古いほど建物の部材が腐朽したり、白蟻に食われたりして弱くなっていることである。

鉄筋コンクリート構造および鉄骨造の建物については、各年代の中で1962年から1971年にかけて建てられた建物の被害が一番大きくなっている。ちょうど、日本経済が高度成長期に入った時期であり、この時期の建物はその前後の建物よりも質が落ちている可能性を示している。

宝塚市の歴史的・地理的な発展の過程において、各町ごとに存在する建物の分布(例えば木造建物の割合、古い建物の割合など)は変化している。被害は上述のように構造種別や建物の新旧により大きく異なるため、各町の建物の分布に応じてある程度被害の分布が形成されているものと思われる。

3) 宝塚市における地盤・地質条件と建物被害

図2.2.3中に太い実線で示したものは宝塚周辺の活断層の推定位置である。太い点線で示したものは地質の境界(山地・丘陵地、河岸段丘、沖積低地)を示している。北部の東西に伸びる大きな断層の北部は丘陵地で硬い岩盤上にある。同様に宝塚の西部にある南北の断層周辺も丘陵地である。その内側は武庫川などによる堆積地が広がっている。

上記の地域条件と被害の分布を比べると、まず、丘陵地では被害が非常に小さいことが明らかである。一方、堆積地では被害の分布は一様ではないが、被害の大きい地域は東西及び南北の断層の堆積地側に沿っているように見える。今回の地震ではこの周辺の断層は動いていない(地震を発生していない)と言われており、断層と被害の直接的な関係は考えられない。しかし、断層の周辺では基盤岩の構造(岩盤の深さなど)が急変しているものと考えられ、このようなことが被害分布に影響していることが考えられる。

図2.2.6には、表層の地盤(地表より数十m以内の地盤)の柔らかさを既存のボーリングデータを基に後述する亀田らの手法)により求めて示している。○の大きい方が軟らかい地盤である。また、併せてボーリングデータから読みとった表層の軟弱層の厚さを示している。

丘陵地では当然表層の地盤は硬いが堆積地では様々に変化する。被害の大きかった場所は表層地盤の柔らかい地点とほぼ一致しており、何らかの関連性が見いだされる。しかし、宝塚の場合、基盤岩の急変する地域と表層地盤の軟弱な地域がほぼ一致しており、これらのどちらが被害により大きな影響を及ぼしているかは即断できず、今後の詳細な検討が必要である。

図2.2.7には屋根の重い2階建て木造建物に限定して、平均損壊率が50%を越える町丁を図示した。○は1971年以前に建てられた物のみ、◎は1981以前の物のみ、●はすべての

建物で50%を越えた町を示す。図2.2.5より建設年代と建物の耐震性には相関があることがわかっている。この関係を考慮すると●の地域が最も地震の破壊力が強く、◎○の順に小さくなっていくと判断できよう。この様に見ると、被害の帯の中でも地震動が強くほとんどの建物が被害を受けた地域と、地震動はそれほど強くなく耐震性の低い建物のみが被害を受けた地域が混在することがわかる。地域の防災の為にはこの様なきわめてローカルな地震動の変化についてもその原因について調べていく必要がある。

4) 芦屋市における建物被害の分布

芦屋市は阪神間にある人口10万程度の都市である。被害の最も激しかった地域に含まれ、今回の地震で建物の全壊は2543棟、死者数は406人に達している(1995.2.19現在)。芦屋市でもほぼ全数の建物について地震による全壊率が調査・整理されている。このデータに基づき各町ごとの全建物の全壊率を求めて図2.2.8の地図上に示した。○が大きい方がその町の被害が大きいことを表している。被害は先に触れたように阪急沿線から阪神沿線に至る带状の地域に集中していることがわかる。被害分布に影響を及ぼす2つの要因(構造物側の要因と地域的な地盤・地質条件)について以下に述べる。

5) 芦屋市における構造物の特性と建物被害

図2.2.9には上記のデータに基づいて木造、鉄筋コンクリート造などの構造種別と被害の関係を示す。図中の記号は宝塚の場合と同様である。この図より宝塚市と同様、構造種別によって被害の程度が大きく異なっていることが読みとれる。ただし、宝塚に比べると被害程度は全般的に高い。木造建物では、屋根の重いものは軽いものに比べ倍程度被害が大きい。また、プレハブ造の建物の被害は非常に小さく全壊はほとんど発生していない。

図2.2.10には重い屋根を持った木造建物、鉄筋コンクリート造および鉄骨造の建物に限定して、その建物の建設年代と被害の関係を示した。図より明らかなように建設年代が新しくなるほど被害が小さくなっている。1982年以後(耐震設計法が改訂された後)に建てられた建物にも若干ながら大きな被害が発生している。鉄筋コンクリート構造の建物については、宝塚市と同様に各年代の中で1962年から1971年にかけて建てられた建物の被害が一番大きくなっている。

6) 芦屋市における地盤・地質条件と建物被害

図2.2.11中に太い実線で示したものは芦屋周辺の活断層の推定位置である。また、太い点線で示したものは地質の境界(山地・丘陵地、河岸段丘、沖積低地)を示している。起震断層であるのではないかと考えられている五助橋断層は市の最北部をとっており、被害地域からは遠い。中央に芦屋断層、甲陽断層が走っており、この2本の断層で地質も大きく分けられている。

市の北部は山地の硬い岩盤上にある。その南側に洪積地盤上の丘陵地が広がり、さらに南部は芦屋側などによる沖積低地が広がると共に、南に行くほどその沖積層の厚さは厚くなっている。上記の地域条件と被害の分布を比べると、まず、山地では被害が非常に小さいことが明らかである。丘陵地では被害はやや増えるもののそれほど大きくない。一方、堆積地では明らかに被害は大きく、特に、JR沿線を中心に被害が広がっている。それより浜側の沖積地では被害は小さくなっていく。この様な被害分布を見ると、被害の大きい地域は東西の断層から堆積地側にある程度離れた線に沿っているように見える。基盤岩の構造(岩盤の深さなど)の変化が被害分布に影響していることが考えられる。

市内各地点で得られた既存のボーリングデータを見ると、北部の山地・丘陵地では表層の柔らかい層は極薄い、沖積層では南に行くほど軟弱層の厚さが厚くなっていることがわかる。これらの表層の軟弱層が地震被害に影響していることも考えられるが、現状ではこれ以上の分析は不可能である。応答解析などの結果を参考にして詳細な分析を行っていく必要がある。

図2.2.12には屋根の重い2階建て木造建物に限定して、3つの建設年代に建てられた建物毎に全壊率を図示した。1971年以前に建てられた建物の被害は鉄道沿線に広く分布しているのに対し、年代が新しくなるほど被害の区域が小さくなる傾向が示されている。新耐震以後の建物では、大きな被害は芦屋側以西、JR以南の3つの町に限られている。この地域が最も木造に対する地震動によるエネルギーが大きかったものと考えられる。図2.2.13には木造プレハブ造の被害を示すが被害レベルはかなり小さい。

一方、RC造建物の被害(図2.2.14)は程度は小さいものの鉄道沿線に広く分布しており、木造建物とは異なった傾向をしている。逆に鉄骨造建物の被害(図2.2.15)は木造建物と同様の分布を示しており、新しい建物でも前記3町では被害は相当数出ている。

この様に、建物被害は建物の耐震性に強く影響されつつも、対象とする地点の地震動の影響も非常に強く受けていることが明らかとなった。

2.3 1993年釧路沖地震による建物および室内空間の被害

1993年1月15日に発生した釧路沖地震では、強い地震動による崖くずれ・地滑り・液状化などの地盤変状に起因する被害が港湾や道路・鉄道において多数発生した。建築構造物についても、大きな被害はほとんどすべてこれらの地盤変状によるものであった。一方、地震動のレベルがかなり高かったにもかかわらず、地震の振動による構造的な重度の被害は少なく、地域によって壁のひび割れやガラスの破損、集合煙突の倒壊などの微少な被害が発生したのみであった^{3)・4)}。しかしながら、家具の転倒や室内の散乱などの室内被害については多くの地域で発生したと報告されており、これによって多くの負傷者が発生したことも報告されている。都市における建築構造物群の構造的・機能的な安全性を評

価していくためには、これらの被害の発生状況・分布特性を明らかにし、入力地震動の特性や地盤条件と被害との関係を明らかにすることは是非必要であるものと考えられる。ここでは、防災研究所のチームにより行われた地震被害調査によって得られた資料をもとに、主に釧路市内の住家の構造的な被害および室内空間において発生した室内散乱、家具の転倒、火災発生、負傷者発生などの被害について、被害の分布特性についてまとめた。

2.3.1 釧路市内における構造的な住家被害の分布

釧路市は図2.3.1の太い実線で分けた7つの地域に分けられる。ここでは、資料⁵⁾をもとに各地区の特徴の概要について簡単に触れる。旧釧路川河口付近（橋南地区の南部）は釧路における発祥の地であり、明治維新直後より第二次大戦前まではこの橋南地区の南の部分が発展の中心であった。その後旧釧路川をわたり橋北地区に発展の中心は移り、この地区には市役所などの官公庁や商業施設が集積し、現在では釧路の政治・経済の中心となっている。この地区は世帯数は少ないものの、釧路市における高層住宅の多くがこの地区に集まっている。春採地区は地区の中心に位置する太平洋炭坑の住宅地として昭和初期より開発が始まり、特に昭和40年代より大きく発展してきた住宅地区で、現在では文教地区でもある。世帯数は一番多く、また戸建住宅が多い。鉄北地区は戦後大型店舗が進出しそれに伴って発展した商業・住宅地区で共同住宅が多く、鳥取地区は明治初期に鳥取県士族が入植した所で、現在は純住宅地である。愛国地区は、昭和40年代以降に開発されてきた住宅地域で橋北や鉄北地区と並んで共同住宅が多い。特に美原地区は釧路市では最も新しい新興住宅地である。

図2.3.2には、釧路市災害対策本部より得られた資料（93年1月20日現在）をもとに、釧路市内における全壊・半壊住宅を示した。全壊住家は緑ヶ岡5丁目・6丁目の崖崩れによる6棟のみである。半壊住家は39棟で、主に崖崩れの発生した緑ヶ岡やその周辺に多く分布しており、その他の地区では、旧釧路川以東のいくつかの地域で被害が散見される以外はほとんど見られない。

図2.3.3には一部壊の住家の分布を図2.3.2と同様に資料をもとに黒丸で示した。一部壊の建物をみると、その分布は旧釧路川以東の洪積台地上の地域にかなりの数が集まっており、特に、緑ヶ岡、武佐、材木町など台地の頂部もしくは縁端部で多く被害が発生していることが読み取れる。一方、旧釧路川以西の沖積層上の地域では、被害は非常に少なく、特に釧路川以西の鳥取・大楽毛地区ではほとんど被害は報告されていない。各地区で世帯数・住宅数のばらつきがあるので、ここでは各町ごと（面積の広い緑ヶ岡・武佐地区については各丁目ごと）に、一部壊以上の建物棟数（93年2月19日現在）を各地区の住宅戸数で割った被害率を求め、図2.3.4に示した。各地区の住宅戸数は平成2年度の国勢調査の結果（各地区の人口、住宅の種別毎の構成比など）を用いて推定した。これによると、

緑ヶ岡6丁目では24.3%と最も高く、次いで同5丁目、武佐2丁目、材木町等が10%以上の値を示している。しかしながら、宮城県沖地震では一部壊以上の被害率の最大値は約70%にまで達しているのに比べると、地震動の強さの割には被害はかなり少なかったものと考えられる。その他の旧釧路川以東の地区では、台地上の地区で3~5%の値を示しているが、春採湖周辺や桜ヶ岡などの比較的低い地区では小さな値となっている。旧釧路川以西の地域では、釧路駅南の橋北地区や駅のすぐ北の地域でやや高い値を示した以外は2%以下の低い値であった。この様に、住家の構造的な被害は概して、旧釧路川以東の洪積台地で発生していることがわかる。

図2.3.2には火災発生場所を合わせて示した。火災の発生は合わせて9件で、その発生地点は構造被害の分布とはあまり関係なく市内に散らばっている。そのうち、実際に消防車が出動して消火したのは5件で、その他は住民によって消し止められた⁴⁾。また、炎上した5件の全てが住民が不在の場合であった。これからも住民による初期消火が重要であることが明らかである。出火原因について見ると、ストーブの転倒やストーブに家具・衣類などが落下し出火するなど、ストーブを原因とするものが6件あった。夕食時は過ぎていたためコンロなどからの出火はなかったことは幸いであった。ストーブには地震に対する装置を備えた物もあったが、釧路は厳寒地であるためストーブはどの家庭でも大型であり、そのため消火装置が作動してから実際に消火されるまでに時間がかかり、その間に可燃物に着火したのと考えられる。また、釧路市には高品質の石炭を産出する太平洋炭坑があり、石炭が安価に供給されるため、まだかなりの旧式の石炭ストーブが使われている。釧路地震による負傷者の症状では、火傷がかなりの部分を占めており他の地震の被害とは異なった傾向を示しているが、この原因の多くは上記の石炭ストーブが倒れるのを防ぐために素手でストーブを支えていたことによるものと言われている。

2.3.2 釧路市内の室内被害の分布

室内の被害について、調査の際にいくつかの地域で住民から聞いたところによると、武佐や緑ヶ岡では地震時に家具やストーブの転倒、収納物の落下などが生じ、室内は非常に散乱した様子であった。また、气象台や図書館など公的な建物が集まる幣舞町付近でも、室内において家具や収納物が散乱し、建物機能が失われる状況が発生していた。一方、液状化が発生したと伝えられている北部の美原や芦野地区では、室内の散乱はそれほどひどくはなかったとも言われている。

室内の被害の様子は直接見ることはできず、従ってその分布特性を探るのは難しいが、今回の調査においては、北海道釧路江南高校において地震直後に行われた、約200名の生徒を対象とした自宅の室内被害に関するアンケート調査の結果が得られた。その質問の内容

には、

- 1) 自分の部屋の被害の状況を図示する、
- 2) 自宅全体の被害を記す、

などが含まれている。得られた被害状況図の一例を図2.3.5に示す。

家屋の種類、自室の位置（階数）等はこのアンケートでは明らかではなく、また、自由記述式の設問なので評価しづらい回答も存在するが、ここではこれらの被害図や被害に関する記述をもとに、各家庭の家具の転倒・家具や机上の物の移動（滑り）・室内の散乱の各状況について0（被害無し）から4（重い被害）の5段階に評価することを試みた。各レベルの評価はおおよそ下に示した目安を用いた。

1) 家具の転倒

レベル4：部屋中の部屋中のほぼ全ての家具が転倒

3：タンスなどの幅厚の物は転倒していないが、その他の本棚などの家具はほぼ全て転倒

2：本棚などの比較的厚みの薄い家具がいくつか転倒

1：不安定な物などのいくつか転倒

0：転倒物なし

2) 家具などの移動・滑り

レベル4：部屋中のほぼ全ての家具がかなり移動

3：ほぼ全ての家具が少し移動

2：いくつかの家具が移動・机上の物の多数が落下

1：机上の物などのみが滑って落下

0：移動した物無し

3) 室内の散乱

レベル4：部屋中が足の踏み場もないほどに散乱

3：部屋の床面積の半分以上に収納物などが散乱

2：部屋の床面積の数10%程度に収納物が散乱

1：机上の物や不安定な物が落下して散乱

0：散乱せず

これらの結果をもとに図2.3.6には家具の転倒に関して、図2.3.7には室内の散乱状況に関して、それぞれ被害の分布を示した。家具の転倒については被害の傾向は明確には分らないが、ランク2以上の大きな被害はいくつかの小さな地域で局所的に発生しているのを見て取れる。その多くは湿原や河川の縁の特に地盤が軟弱であろうと考えられる場所で発生しているように読み取れる。また、美原や橋北地区においてもいくつかの重い被害が

発生しているが、これらの地域は多層建ての住宅が多数存在するので、あるいは自宅が多層建物の上階に位置し、その結果応答が増幅されたためであるかも知れない。一方、橋南や春採地区の南部、鉄北地区、一部を除く鳥取地区および大楽毛地区では家具の転倒はほとんど発生していない。室内の散乱については、被害は家具の転倒よりは全市域に広がっており、ほとんどの地域ではランク2程度の散乱は発生している。この分布と家具の転倒の分布と比較すると、散乱が卓越して発生する地域、家具の転倒が卓越する地域、同程度に発生する地域がそれぞれ存在することが読み取れる。最後に家具の散乱、家具の移動、室内散乱のそれぞれの評点を、各地区で平均して図2.3.8に示した。室内の散乱は春採（北・西）・橋南（南）・橋北で平均2以上の大きな値を示した。しかし、春採北（武佐）・橋北では家具の転倒も1以上であったのに対し、橋南（北・南）では転倒はほとんど見られなかった。この様に、釧路川以東の地区ではそれぞれの被害状況は異なった複雑な傾向を示している。また、総体的には沖積地盤上の地区では西に行くほど被害が小さくなる傾向を示しているが、北部の湿原に近い愛国（北）や鳥取（北）では比較的大きな室内被害が生じている。

図2.3.9には、村上・坂井ら⁶⁾によってまとめられた、釧路市内における負傷者の分布を示す。負傷者は市内全域に亘って広く分布しているが、地域的にはかなり分布密度が異なっていることが見て取れる。そこで、この図より図2.3.1に記した各地区毎の負傷者数を読み取り、この値を平成2年度の国勢調査による各地区の人口で割って負傷率を求め、図2.3.10に示した。鉄北地区や春採地区では負傷者数は多いものの人口も多いため、負傷率にするとそれぞれ0.21%、0.14%と、それほど大きな値にはならなかった。一方、大楽毛の阿寒川以西や鳥取地区の北部では0.85%、0.42%とかなり大きな値を示している。一般には、負傷率は、図2.3.8に示した室内の散乱率の大きい地区（春採（北）、春採（西）、橋南（南）、橋北、鳥取（北））で相対的に大きな値を示している。負傷者の発生の多くが家具の転倒を含む室内の散乱によって引き起こされていることが示されているものと考えられる。

2.4 1994年北海道東方沖地震による建物被害

1994年10月4日、北海道根室半島の東方約180kmの沖合いで、マグニチュード8.1の地震が発生した。この地震により、色丹島周辺では多くの建物が倒壊するなど大きな被害が発生した。根室市・釧路市を中心とする北海道東部の各市町村では、壊滅的な被害は受けなかったものの、図2.4.1に示すように広い地域で震度5以上の被害を記録した。また、古い公共建築物、大空間建築、農業施設などでは大きな被害が発生した。一方、一般の住家では、釧路沖地震と同様、地盤変状によるいくつかの被害を除けばほとんど大きな被害は発生しなかった。筆者はこの地震による建物被害の特性、発生原因などを明らか

にするため、地震発生後の2週間後に現地へ赴き被害調査を行った。本報告では、各市町村毎に建物被害の発生状況の概要についてまとめる。

2.4.1 調査および調査対象市町村の概要

調査日程は、10月18日に京都を出発し、19日から22日まで浜中～根室～別海～標津～中標津～標茶～釧路の行程で調査を行った。図6に今回の調査地域を示す。図中、被害が大きく、重点的に調査を行った地点を○印で示している。

表2.4.1には、被害の大きかった各市町の平成3年度における人口・世帯数・面積を示す。釧路市は道東の中心となる都市で、人口は21万を数える。釧路川河口部に位置し、東部は洪積台地上に、西部は沖積地盤上に市街地が広がっている。面積は218km²程度である。根室市は根室支庁の中心であるが、人口は3万7千人程度である。市街地は細く突き出た根室半島の付け根の北部に位置し、丘陵地から海岸へ至る地域に広がっている。表層地盤についてはボーリングデータなどの資料が少ないため良くわかっていない。市街の大部分は硬い地盤上にあると言われているが、海岸付近や谷筋を埋め立てたところには軟弱な層も存在するようである。

浜中町は釧路と根室のちょうど中間に位置する人口8千5百人程度の町である。霧多布を中心とする海岸付近の市街地と内陸部に点在する集落から成る。

別海町は根釧台地上に位置する酪農を中心とした町で、1320km²という広大な面積に1万8千人あまりが住んでいる。別海にまとまった市街地がある以外は、広大な丘陵地に農家が点在する。東部の海岸線にも本別海や尾岱沼などいくつかの集落がある。

中標津町は根釧台地北部に位置する人口2万2千人の町である。市街地は標津側の河岸段丘上に位置する。近年では、空港や大型の商業施設が立地し、根室支庁の経済の中心に成りつつある。別海と同様、中標津の市街地以外は丘陵地に農家が点在し、ところどころに集落をなしている。

2.4.2 建築構造物の被害統計

10月11日現在の北海道のまとめた人的被害・住家被害に関する被害統計を表2.4.2に示す。地震発生1週間後の統計であり、建物被害については集計の中途段階であることに注意されたい。ただし、中標津及び別海に関しては今回の役場での聞き取り調査の結果をふまえて値を修正した(斜字)。

人的被害については、この表ではほぼすべて把握されているものと考えられが、重傷者は根室・中標津の4名をはじめ、根室・釧路両支庁で合計11名であった。軽傷者は中標津の97名をはじめとして、両支庁で280余名となっている。負傷者の数を各市町の人口

で割って負傷者発生率を求めると、発生率の高い順に標津(0.56%)、中標津(0.46%)となった。根室は0.13%、別海は0.10%、釧路は0.02%となり、釧路沖地震に比べると被害のレベルは小さかった。

住家被害については、役所の規模、特に建物関連の部署の大小によって被害把握のレベルに差があることが感じられた。我々の調査の時点では、根室市ではかなり被害把握が進んでいたのに対し、中標津や別海などでは目の前の緊急対応に追われ、ようやく被害調査にとりかかったという状態であった。被害としては、釧路市・釧路町ではほとんど発生しておらず、浜中町より北・東の地域で多く発生していることがわかる。しかし、そのほとんどは一部壊であり、全壊棟数は10月21日現在で別海で6棟、中標津で3棟の9棟のみであった。その内、中標津の2棟は地盤変状によって被害を蒙ったものである。釧路沖地震では釧路市で2660棟が一部壊以上の被害を受けたが、これと今回の根室市の被害を比較すると、都市の規模を考慮すると被害レベルはほぼ同等であったと考えられる。

表2.4.2中のその他には病院および農業用施設関連の被害件数を併せて示した。病院については根室市で11件、釧路市と中標津町でそれぞれ9件の被害を受けている。また、中標津唯一と言ってよい町立の総合病院も大きな被害を受けている。病院施設は地震発生時の最重要施設であるが、これらの施設が被害を蒙ったことは大きな問題点と考えられる。今後の早急な対策が必要であろう。

今回の地震による被害の特徴の一つは畜舎やサイロなどの農業用施設の被害が多かったことであろう。被害件数については各地区の農協がそれぞれの組織を通して調査を行ったので、被害把握は住家などに比べると非常に早かったとのことである。表の時点では別海・中標津・標茶などでは住家被害をはるかに上回る被害が報告されている。3.2にも示したように、この地域は農業(酪農)に依存する割合が高いため、これらの被害は生活に大きな影響を与えたものと考えられる。地域特有のこれらのような被害にも、十分な対策を考慮していく必要が感じられる。

2.4.3 北海道東方沖地震による建物被害の特徴

大きな被害を受けた浜中町・根室市・別海町・中標津町について、建物被害の発生箇所を図2.4.3～図2.4.6に示す。地図の中で、●印は今回調査を行った建物で被害の認められたもの、○印は被害の認められなかったもの、▲印は今回は調査できなかったが資料や聞き取り調査で被害を受けたとされる建物をそれぞれ示している。現状では各建物の被害状況を調査したのみであり、その発生原因や被害分布などに関する考察を行うには至っていないが、被害分布図をもとに今回の調査で明らかとなった北海道東方沖地震による建物被害の特徴を以下にまとめる。

1) 古い公共建物の被害

今回の地震では、昭和30年代から40年代前半にかけて建設された古い建物にかなり大きな被害が見られた（根室市立病院、根室市立光洋中学校、別海町役場、中標津公民館、中標津病院など）。いずれも昭和43年の十勝沖地震発生以前の、耐震設計法がまだ確立していなかった（特にせん断補強に関して）頃に建てられたものであり、他の建物よりの耐震性能が劣っていたため被害を受けたものと考えられる。今後は、これら被害建物のみならずこの時代に建てられた既存建物の補強・補修を早急に進めていく必要がある。

2) 吊り天井の落下

構造体の種別、建物の新旧を問わず、構造体が被害を受けていないにもかかわらず、大空間における吊り天井が落下するケースが多く見られた（浜中町総合体育館、根室市総合文化会館、根室市内のパチンコ店、別海町公民館など）。また、通常の事務空間におけるシステム天井の落下も散見された（中標津町役場など）。構造体の耐震性能が年々高められてきており、これらに取り付く構造2次部材や仕上げ材の接合部の耐震性能が相対的に劣ってきているものと考えられる。今回の地震は幸いにも夜遅くに発生したため、これらによる人的被害はほとんどなかったが、空間が使用中であれば多くの人的被害がでたものと思われる。接合部の補強も場当たりの方法しか取られていないことが多く、これら2次部材の耐震設計・補強法をまとめ、早急に対策を立てていく必要がある。

3) S造の体育館・ホールの被害

構造体としての被害はほとんどなかった（開陽小中学校のブレース破断のみ）が、建物側面の窓サッシの破損、屋根面ブレースの破断・伸び、屋内ダクトの破損が多く見られた。鉄骨造の大張間空間では大きな変形が生じる可能性があり、屋内外の仕上げ材や2次部材の設計・補強法を考えていく必要がある。

4) 木造住宅の構造被害

今回の地震でも、大きなレベルの被害の多くは地盤の変状に伴うものであった。しかし、総体的には構造被害は非常に少なく、この地域の住宅の振動による被害に関する耐震性はかなりのレベルに達しているものと考えられる。最近の耐震性の高い住宅はもちろんのこと、外壁が下見板張りである相当に古い建物でも倒壊・大破したものは皆無である。一方、何らかの被害を受けた建物はこれらの中間の年代のものに多く見られ、研究的興味を引くところである。

5) 外壁仕上げ材の剥落・集合煙突の倒壊

釧路沖地震の場合と同様、木造住宅、RC造建物にかかわらず、モルタル系の外壁仕上げ

材が剥離・落下するケースが多々見られた。特に、古い建物（昭和40年代以前）の外壁に多いようである。これは、道東地方は風・雪・雨が非常に強い地域で、これらに長年さらされることにより、構造体と外壁の接合部が腐食していくことも原因の1つであると考えられる。一方、最近の主流であるサイディングボードを用いた外壁では被害はほとんど見られなかった。集合煙突の倒壊も釧路沖地震の際と同様に多く見られた。これらの補修や補強を町全体として進めていくには、対象物が多くまた個人の問題に帰する部分も多いため、多くの困難を伴う。住宅の構造自身の耐震性が向上している今日、これらの被害が今後この地方の住宅の地震に対するネックとなっていくものと思われる。

6) 屋内設備の破損・室内散乱

屋内配管の落下や損傷なども今回の地震で多く見られた。また、R階に設置された貯水槽が移動し配管が切断し漏水したケース、天井の振動によりスプリンクラーの配管やバルブが損傷し漏水したケースなども発生した。家具の転倒や室内散乱については、釧路沖地震と同様に多くの地域で大きなレベルで発生した。これらの被害については、室内で生活する者に直接多くの被害を与えるだけでなく、その後の生活にも多くの困難を伴う。このような被害を軽減していくことも今後の地震対策における重要な課題である。

2.5 1989年ロマプリエタ地震による建物被害

1989年10月17日にサンフランシスコを中心に起こったロマ・プリエタ地震(M=7.1)によって、震源に近いサンタクルーズ市やワトソンビル市（図2.5.1）では、主に強い地震動によるとみられる木造住宅・煉瓦造建物などの被害が目立った。また震源から100km程度離れたサンフランシスコ市内でも、マリーナ地区の木造アパートの被害を初め、煉瓦造などの古い建物に被害が出た。概して、新しい建物で耐震設計されたようなものについては、大きな被害はほとんど報告されていない。

このロマ・プリエタ地震による建物などの被害に関して、筆者は、地震発生直後の1989年11月3日～12日に文部省科学研究費「突発災害」の援助を受けて現地被害調査を行った。さらに、防災研究所都市耐震センターのグループは翌年に約3週間にわたって、都市施設であるライフラインなどと併せて建物の被害状況を調べた。

ここでは、このような建物被害に関する調査の結果で得られた建物被害の特徴を記す。

2.5.1 サンタクルーズ市の被害状況

サンタクルーズ市は、震源から約15kmの距離にあり、人口約51,000人、建物19,500戸の市である。市の中心部にはサン・ロレンツォ川が流れている。今回の地震による被害総額

は約7500万ドルである(1990年3月現在)。市の公共事業局で得られた被災度判定(危険-赤、立ち入り制限-黄、診断済み=安全-緑)の赤と黄に基づいて描いた建物被害状況を図2.5.2に示す。ここで、被災度レベルは、ATC-20に示されたフローにそって構造技術者が震災直後に判定したものである。入手データは総数267件で市の被害統計による3割程度のサンプル数であるが、市全体に分布しており、被害の傾向は知ることが出来る。

サンタクルーズ市では、特にパシフィック・ガーデンモールと呼ばれる市の中心部で集中的に大被害を受けていた。ここは約百年前に建設された無補強の煉瓦組積造などの2~4階建ての低層建物が集まっており、歴史的建造物も多い。また、パシフィック・ガーデンモール付近は旧河床ということもあり、余震観測結果などからも、特に表層地盤での震動の増幅作用が問題の一つとされている。赤松ら⁷⁾は図2.5.3(a)に示された地点で1~10秒の長周期微動観測を行っているが、得られた岩盤に対する地盤の増幅特性(振動数0.5~1Hz)からは、図2.5.3(b)の例で示されるように、岩盤・テラス・沖積層の地盤上の各サイトで顕著な差が現れていることが認められる。しかし市の中央部を占める沖積盆地構造(図2.5.2(a)の破線で示される)の中で、特にパシフィック・ガーデンモール辺りで増幅率が高い訳ではなく、ここでの被害集中との直接の相関は考えにくい。むしろ建物上部構造の問題に帰着される可能性もあると言える。

2.5.2 ワトソンビル市の建物被害状況と現地調査方法

震源から南に約20kmの位置にあるワトソンビル市は、人口約31,000人、建物10,500戸で、その市域はPajaro Riverに沿った低地に広がっている。中心部では、メイン・ストリートに沿って煉瓦組積造・木造・鉄筋コンクリート造の商店などが建ち並ぶが、工場地を除いたそれ以外の住宅地では1,2階建ての木造住宅がほとんどを占めている。この街でも震源から近いこともあり、サンタクルーズ市と同様に大きな被害が生じ、Main通りに沿った中心街における無補強レンガ造建物、およびLincoln通りから北東部にかけての住宅地における高床式の木造住宅に被害が集中している。なお、中心街にほど近い電話会社(4階建RC造)ではCDMG(カリフォルニア州鉱山地質局)によって強震観測がなされており、その記録によれば1階における水平・上下動の最大加速度はそれぞれ0.39g、0.66gであった。

建物被害に対する市の全数調査データには、木造・煉瓦造・鉄筋コンクリート造・鉄骨造などの構造体種別、住宅・商業・工業・公共物などの建物用途、被災度判定レベル、ならびに被害額が戸別に記載されていた。このデータに基づく被災度レベルごとの被害分布を図2.5.4に示す。被害が市全体に広がっていることがわかる。被害総額は約6100万ドルとなっている。住宅地では煉瓦造などの煙突の被害が多かった。また、この地域で特徴的なcripple wallやpony wall(図2.5.5)と呼ばれる構造形式において、コンクリート土台

と1階床の間にある束建ち壁部分の水平抵抗力が不足し、床上の構造体が落ちると言った被害も多く見られた。

調査グループで現地踏査が行われた。現地踏査は住宅地に限っており、図2.5.4中に太線で示す、任意に抽出した21の通りに沿って、全8345件の1割弱に相当する739戸について、階数、建物の新旧の別、cripple wallの有無の3項目を調べた。建物の新旧については1945年以前と以後の2段階に大きく区分することにした。表2.5.1にその建物新旧の判断基準を比較して示す。cripple wallの有無は外見でほぼ判別がつくが、外壁が塗り壁の場合は見分けが付きにくいことがある。塗り壁形式で床下部に換気口がある場合はcripple wallと判断した。

2.5.3 ワトソンビルにおける被害データの分析

1) 全数被害データの分析

データ総数は8345棟で、これに含まれる建物の数を構造別・用途別に分類して表2.5.2に示す。構造別では圧倒的に木造が多く全体の88%を占めており、そのうち用途としては住宅が80%に達している。これに比べると、その他の構造は数が少なく、特にRC造は6棟のみであった。組積造は主に商業建築、鉄骨造は産業建築や公的建物として用いられていたことが読み取れる。図2.5.6には構造種別毎に、各被災度レベルの建物棟数および各被災度レベルに含まれる棟数の割合を示す。ここで被災度レベルとは、ATC-20に示されたフローにそって構造技術者が判定した被災程度を示すもの(RED:危険、YELLOW:立ち入り制限、GREEN:診断済み=安全)である。大多数を占める木造建物では、REDが全体の3%、YELLOWが5%の割合であった。一方、組積造の建物ではREDが16%、YELLOWが9%となり、他の構造形式より被災程度は高く、TILTUPや鉄骨造ではREDは0%となり被災程度は相対的に低かった。図2.5.7には、図中の凡例に示したレンジに被害額を分割し、各レンジに含まれる棟数の割合を構造・用途毎に示した。被害額が100\$以下のものはほとんど無被害と考えられるのでこれを別にすると、被害額は1000-10000\$間のものが最も多く、ついで10000-100000\$間のものであった。また、構造種別では組積造・RC造の被害額、用途別では商業・公的建物での被害額の程度が相対的に高い傾向を示した。図2.5.8には被災度レベルと被害額の相関関係を示したが、REDのうちの30%が100000\$以上、60%が10000から100000\$間の被害額に相当しているのに対し、YELLOWでは30%が10000-100000\$、60%が1000-10000\$間の被害額に相当しており、被害額のオーダーと被災度レベルの間にはかなり高い相関が見られる。また、被災度レベルの中でその他に分類されたものは被害額はほぼ全て0であり、健全であったため診断がなされなかったものであろうと推察される。

2) ワトソンビルにおける現地調査データの分析

現地踏査を行った木造建物の数を建設年代（0:1945年以前、N:1945年以後）、階数（1:1階建て、2:2階建て）、Cripple wallの有無（C:有り、NC:無し）にわけて表2.5.3に示した。1945年以前に建設されたものが全体の62%、Cripple wallの有るものが75%を占める。Cripple wallは、古い建物ではほとんどのものに有り、新しい建物では1階建てで半々、2階建てではほとんどのものになかった。c)と同様に被災度レベルに関して建物棟数および各カテゴリーに含まれる棟数の割合を図2.5.9に、被害額に関して棟数の割合を図2.5.10に示した。なお、図中で建物の種類を表す記号は、上記カッコ内の記号を適宜組み合わせ用いている。RED、YELLOWに判定された割合を見ると古いものが圧倒的に多く、0-C-2では25%がYELLOW以上の被災度となっている。また、Cripple wallの有無による被災度の差を見ると、古いものでは倍程度高くなっている。一方、被害額でみると、古い構造物では100\$以上の被害が50%以上の家屋で生じているのに対し、新しい構造物では半分程度の被害数であった。Cripple wallの有無に関しては、壁の有るものの被害額がやや大きい程度で顕著な差は見られなかった。

2.5.4 サンタクルーズにおける被害データの分析

サンタクルーズ市より入手した被害データはYELLOW以上の被災度のもののみを対象としている。また、被害統計全体の3割程度のサンプル数しかなく、構造種別や被害額などの情報も欠落しているため、ここでは建物数の用途別内訳および建物用途と被災度レベルの関係（図2.5.11）を示すにとどめる。データ中に含まれる建物は、ダウンタウンにおける大きな被害を反映して商業建築が60%弱を占める。一方、住宅建築はわずか25%にすぎず、このデータから見る限りでは、住宅の被害が多かったワトソンビルの場合とは異なった傾向を示している。

2.6 まとめ

本章では、これまでの建物の地震被害について、筆者が行った被害調査に基づき、得られた数値データをまとめると共に、被害の様相について分析し、被害推定手法の構築のための資料とした。

2.2節では、1995年兵庫県南部地震について、建物被害、特に木造住宅の被害の特性について大まかに分析した。また、宝塚市・芦屋市に関しては得られた全数被害データを基に、被害分布、建物特性と被害の関係、地盤条件と被害の関係などについてまとめ、被害発生要因の分析を行った。その結果、建物の被害分布に影響を及ぼした要因について、以下のことが明らかとなった。

- 1) 建物の被害は構造物の種類により大きく変化する。同じ木造でも屋根の重いものは被害が大きく、またプレハブ造は被害が小さかった。また、古い建物は耐震性の低さ、腐朽などのため被害は大きくなる顕著な傾向を示した。
- 2) 被害は堆積地の縁で大きく、丘陵地では被害はきわめて小さかった。地盤の基盤構造の変化や表層地盤の軟弱さが大きく影響しているものと考えられる。

2.3節では1993年釧路沖地震について、自治体から得られた被害データを基に建物の構造的な被害の分布特性について明らかにした。また、市内で行われたアンケート調査の結果を基に室内における被害の分布を明らかにし、負傷者の分布との関係についても触れた。得られた結果を以下に列記する。

- 1) 建築物に関する大きな被害は全て地盤の変状に依るもので、振動による被害は比較的軽かった。しかし、微少な被害は、旧釧路川以東の台地上の地区でかなり発生している。一方、旧釧路川以西の沖積地や湿原付近の埋立地ではあまり被害が報告されていない。
- 2) アンケート調査の結果では、地区によって建物そのものの被害に比べて家具の転倒や室内の散乱等は激しく発生している。これら室内被害は家具の転倒が顕著な地区、室内の散乱が顕著な地区が存在するなど、非常に偏った複雑な被害分布性状を示している。

2.4節では1994年北海道東方沖地震について建物被害の特徴をまとめた。この地震は一般の建物に広く構造的被害を引き起こすレベルよりはやや小さい入力レベルであり、このようなレベルの地震によりどのような建物被害が発生し始めるかについて、調査結果より明らかにした。その概要を以下に記す。

- 1) 昭和43年の十勝沖地震発生以前の古い公共建物に被害が多く発生した。
- 2) 大空間における吊り天井が落下するケースが多く見られた。
- 3) S造の体育館・ホールは構造体としての被害はほとんどなかったが、建物側面の窓サッシの破損、屋根面ブレースの破断・伸び、屋内ダクトの破損が多く見られた。
- 4) 木造住宅、RC造建物にかかわらず、モルタル系の外壁仕上げ材が剥離・落下するケースが多々見られた。
- 5) 家具の転倒や室内散乱については、釧路沖地震と同様に多くの地域で大きなレベルで発生した。

2.5節では、ロマ・プリエタ地震におけるサンタクルーズ、ワトソンビル両市の建物の被害について、現地調査で得られた被害データを基に、その被害分布を明らかにすると共に、構造物の形式と被害状況との関係について分析を行った。得られたデータは必要な項

目が必ずしも全て揃っている訳ではないので、このデータを基に定量的、かつ詳細な分析を行うことは不可能であると考えられる。しかし、今回の分析によって、サンタクルーズやワトソンビルにおける無補強煉瓦造建物の被害の程度、また、木造住宅の被害に及ぼす建物の新旧やCripple Wallの有無の影響等が明らかにされ、これまで現地における目視調査によって明らかにされていた被害状況を、数値的・統計的に説明することができたものと考えられる。

以上、都市地震防災や地震被害推定に関連する建物被害データの収集と分析について述べた。今後の課題の1つとしては、このような地域分布に関するデータをどのような形で集積し、今後の研究の上で共用できるようにしていくか、が挙げられる。

その課題に対する有用な手段の一つとして地理情報システム(GIS)の利用が挙げられる。すでに、これまでにGISを都市防災研究へ適用する研究が進められてきている^{8,9)}。このシステムを用いれば被害分布など、地理的な要素を含む分析がデータを可視化しつつ、容易に行うことが出来るようになる。今後、建物の地域分布、被害分布の分析に関しては積極的に用いていくべきであろう。

第2章 参考文献

- 1) 京都大学防災研究所：阪神・淡路大震災－防災研究への取り組み－、1996.1
- 2) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震災害調査報告書、1995.3
- 3) 日本建築学会：1993年釧路沖地震災害調査報告、1995.8
- 4) 藤原悌三・岩井 哲・北原昭男：1993年釧路沖地震被害調査報告（その1：建築物の被害概況）、日本建築学会近畿支部研究報告集、第33号構造系、1993.6
および、北原昭男・藤原悌三・岩井 哲：1993年釧路沖地震被害調査報告（その2：建築物および室内の地震被害の分布特性）、日本建築学会近畿支部研究報告集、第33号構造系、1993.6
- 5) 釧路市：目でみる釧路の歴史、1992年8月。
- 6) 村上ひとみ・坂井 忍・村上公一・高井伸雄：1993年釧路沖地震の人間行動調査－負傷者の発生と病院の対応－、日本建築学会北海道支部研究報告集、1993.3
- 7) Akamatsu, J., Fujita, M., Kameda, H., Celebi, M. and Borchardt, R.:
Assessment of the Effects of Local Geology on the Ground Motions Using
Long-period Microtremors and the 1989 Loma Prieta Earthquake Recordings,
Urban Earthquake Research Center UEHR Report, No.E6, 1991.3.
- 8) 荻野宏之・岩井 哲・亀田弘行・角本 繁・林 春男・能島暢呂：都市震害分析のための防災GISの構築に関する基礎的研究、京都大学防災研究所都市耐震センター研究報告、別冊第16号、1995.7.
- 9) 岩井 哲・北原昭男・鈴木祥之・亀田弘行：1995年兵庫県南部地震による建物被災把握のための地理情報システム(GIS)の利用、日本建築学会近畿支部研究報告集、1995、pp. 237-240.

表2.2.1 兵庫県南部地震による各地の被害状況

	世帯数	死者	負傷者	全壊	半壊	全壊率	死者率	全焼	半焼
兵庫県	1890296	5480	34900	92877	99829	7.5	5.9	7119	337
神戸市	579259	3891	14679	54949	31783	12.2	7.1	7119	333
東灘区	77219	1281		11171	3098	16.5	11.5	338	54
灘区	55361	831		11693	3559	24.3	7.1	495	102
中央区	52283	207		4947	3420	12.7	4.2	72	47
兵庫区	53334	415		8374	4422	19.8	5.0	1058	13
長田区	53306	725		12515	4994	28.2	5.8	3930	87
須磨区	66293	340		6042	4093	12.2	5.6	1150	22
垂水区	87313	2		90	5520	3.3	2.2	2	5
尼崎市	192340	27	3786	4880	25520	9.2	0.6	8	
西宮市	162246	995	6386	19500	16300	17.0	5.1	50	2
芦屋市	33643	394	2759	4661	3943	19.7	8.5	11	1
伊丹市	65690	11	2581	1369	3718	4.9	0.8	2	
宝塚市	71558	83	1100	1339	3718	4.5	6.2	2	
洲本市	15347	4	44	17	646	2.2	23.5		
津名町	5721	5	31	603	893	18.3	0.8		
北淡町	3682	38	831	1016	1192	43.8	3.7		1
一宮町	3104	10	162	778	754	37.2	1.2		
大阪府下	3082600	24	3546	896	7138	0.1	0.7	(一部損壊)	
大阪市	1041580	14	357	194	2127	0.1	7.2	76621	
堺市	267700	1	50	0	0	0	-	15745	
豊中市	149320	6	2496	657	4224	1.9	0.9	4483	
池田市	36990	1	125	19	301	0.5	5.3	30256	
吹田市	120390	1	21	10	281	0.1	10.0	4112	
高槻市	116240		230	-	12	0.0	-	3937	
箕面市	41460	1	63	8	123	0.2	12.5	3458	
京都府		1	49	3	3			3099	
								1493	

*兵庫県 兵庫県警

7.5.25

*世帯数は各市統計書による

*大阪府 消防防災課

7.9.4

*全壊率は全壊棟数と半壊棟数の1/2を世帯数で除した値

*京都府 京都市防災会

7.5.25

*死者率は死者数を全壊棟数で除した値(%) (%)

表2.4.1 道東の各市町村の概況

市町村名	人口	世帯数	面積(km ²)
釧路市	209,875	78,521	218.78
根室市	37,270	13,022	412.61
浜中町	8,595	2,456	429.61
別海町	18,311	5,504	1,320.17
標津町	6,990	2,228	624.56
中標津町	22,065	7,664	684.55
標茶町	10,666	3,515	1,099.56

表2.4.2 北海道東方沖地震による被害統計

支庁名		根室支庁					釧路支庁				
市町村名		根室市	別海町	中標津町	標津町	羅臼町	釧路市	釧路町	厚岸町	浜中町	標茶町
人的被害	重傷	4	2	4	0	0	1	0	0	0	0
	軽傷	46	16	97	39	1	49	5	4	18	8
住家被害 (棟)	全壊	0	6	3	0	0	0	0	0	0	0
	半壊	30	10	3	0	1	0	0	0	0	0
	一部壊	1440	92	90	38	15	11	5	33	187	0
	浸水	2	2	0	0	0	11	0	0	0	0
その他	病院	11	1	9	1	0	9	0	0	2	2
	農業用施設	30	396	780	36	0	6	1	48	28	344

(1994年10月11日現在：斜字で示したものは10月21日に聞き取り調査により修正)

表2.5.1 木造住宅の建設年代の判断規準

調査項目	1945年以前に建設された住宅	1945年以降に建設された住宅
cripple wall	あり。高さ50cm以上。	ないものが多い。ある場合は20cm程度までの高さ。
外壁	幅5～15cm板張り、横目地。 プaster塗り、平滑面仕上げ。	合板張り、縦目地。 プaster塗り、粗面仕上げ。
平面形	矩形対称形平面。	非対称形平面。
窓	対称配置。	配置に変化あり。大きい見晴らし窓(2m位)がつくことがある。
ポーチ	住宅の屋根内に取り込まれる。	ないものが普通。
車庫	別棟。1台用のみ。家の奥に位置する。	住宅内に取り込まれている。2台用の広いものがある。
自動車路	狭い。奥の車庫に通じる。	広い。

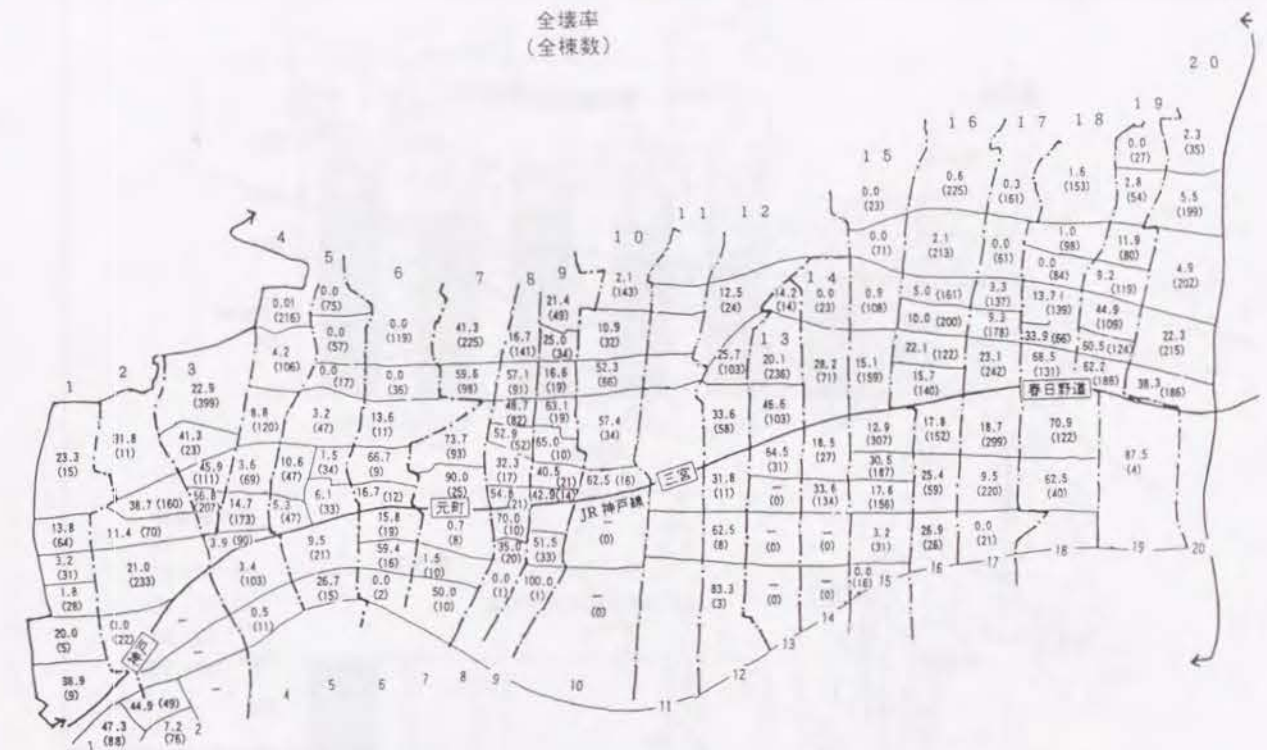


図2.2.1 神戸市中央区の木造建物の全壊率分布

表2.5.2 構造形式別・用途別の建物棟数(ワトソンビル・全数データ)

	WOOD	BRICK	TILTUP	RC	S	OTHERS	ALL
Residential	6068	10	0	0	2	0	6080
Commercial	265	56	0	5	0	46	372
Industrial	261	0	2	1	17	195	476
Public	26	1	8	0	16	1	52
Others	690	8	66	0	7	594	1365
TOTAL	7310	75	76	6	42	836	8345

表2.5.3 構造形式別建物棟数(ワトソンビル・調査データ)

	C	NC	TOTAL
O-1	391	32	423
O-2	25	8	33
N-1	132	107	239
N-2	5	39	44
TOTAL	553	186	739

Damage Level of Wood Houses

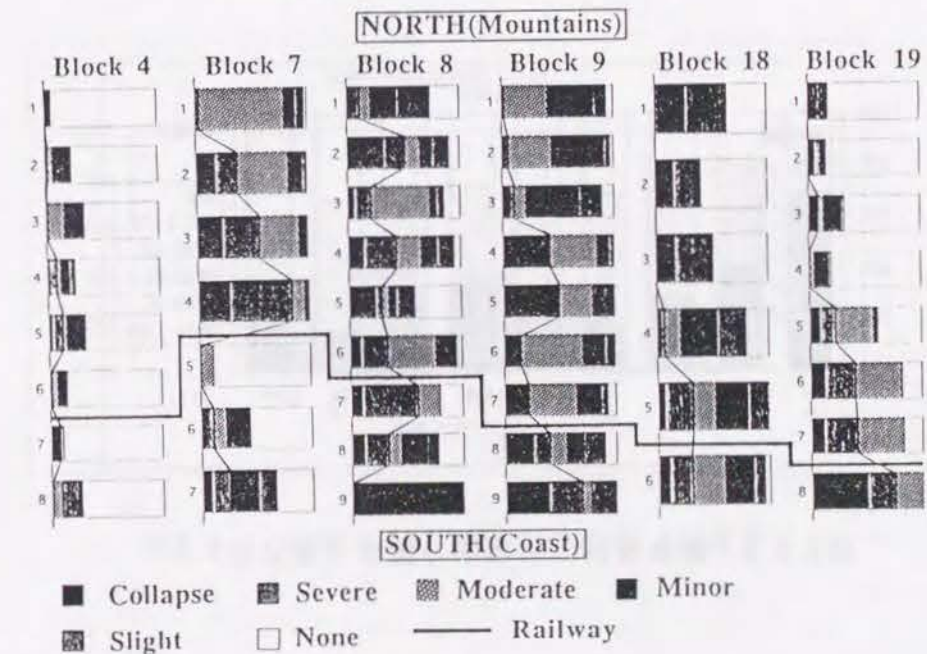


図2.2.2 木造建物の被害レベルの分布

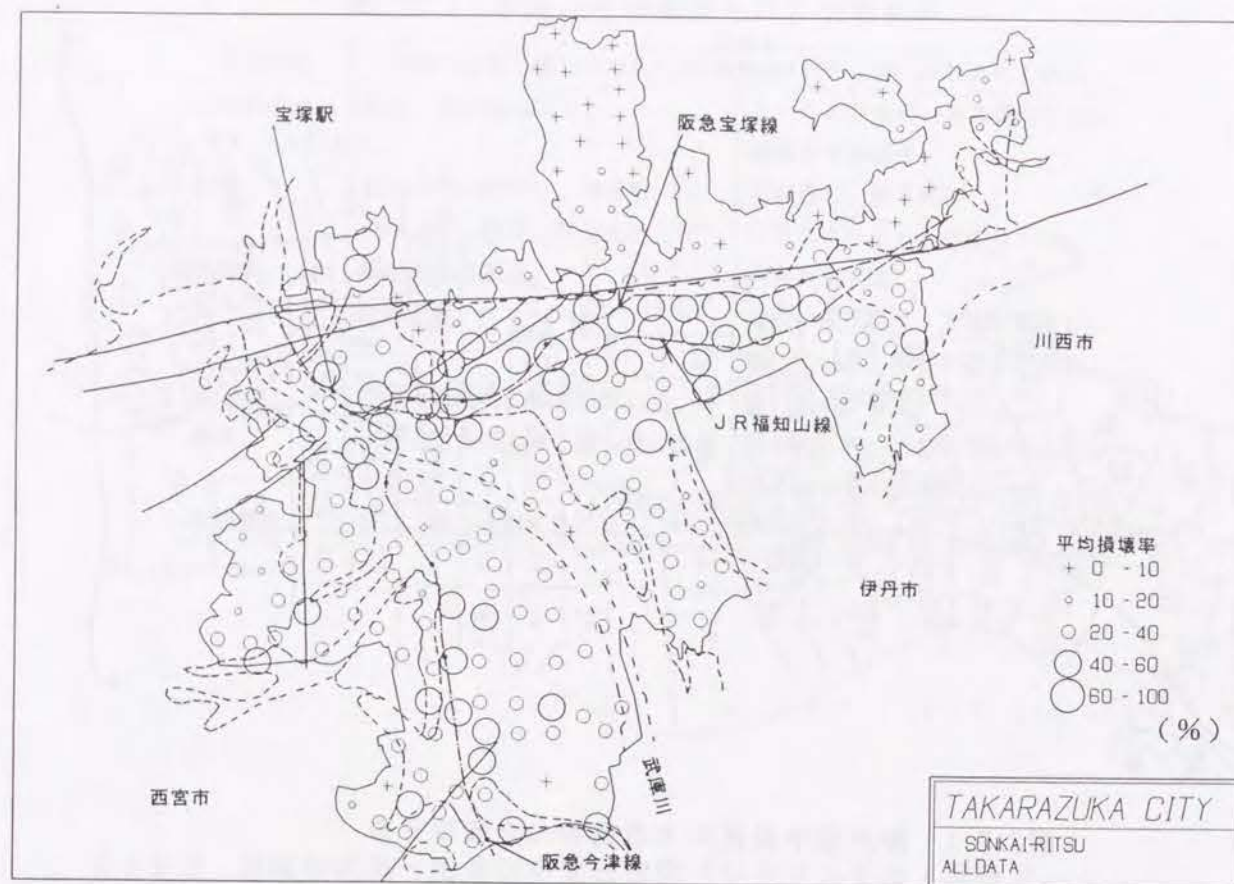


図2.2.3 宝塚市における建物全体の損壊率分布

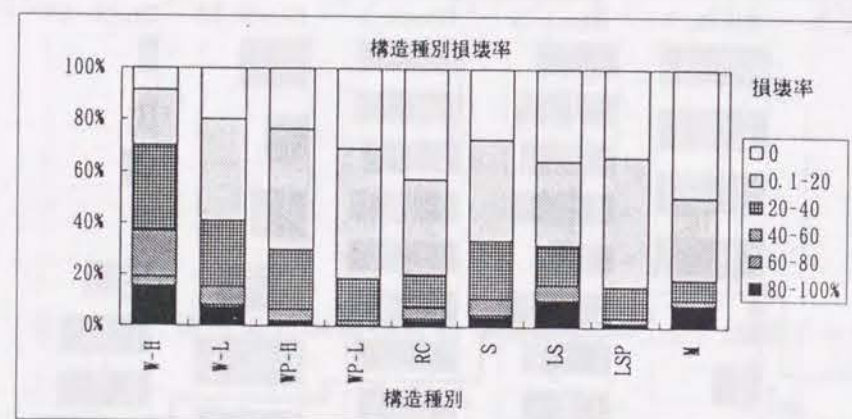


図2.2.4 構造種別と損壊率の関係（宝塚市）

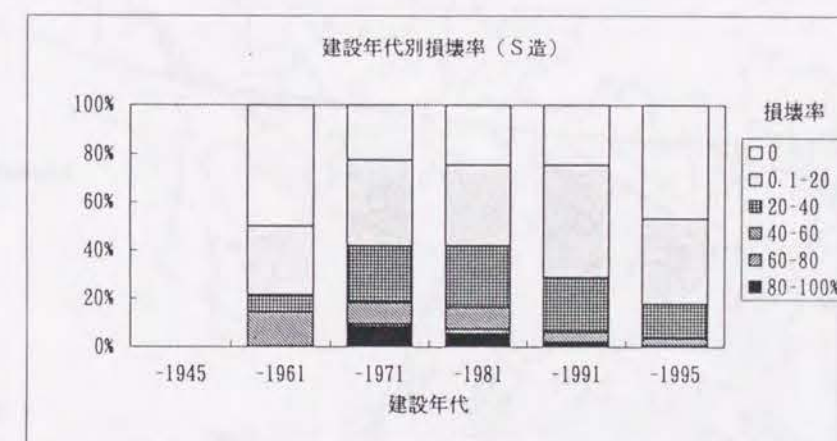
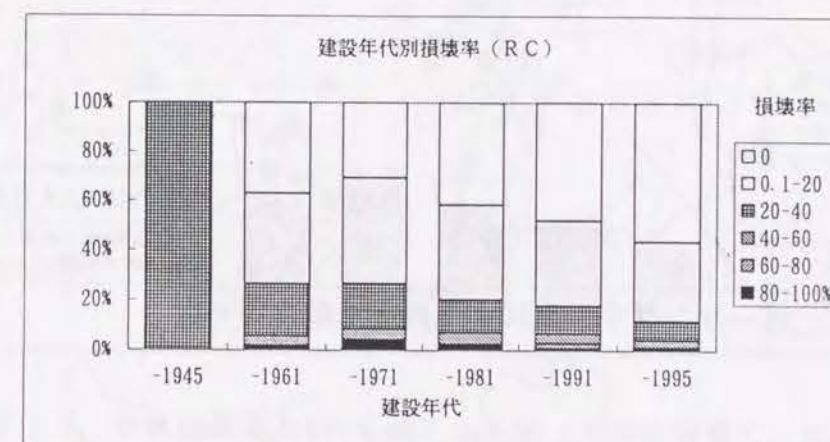
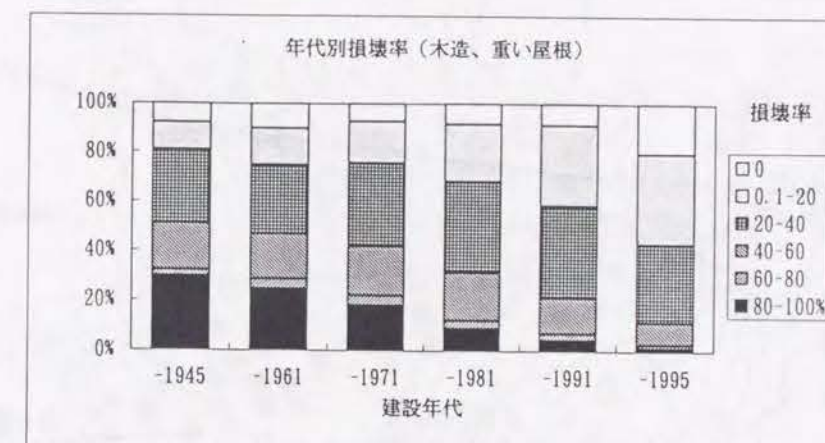
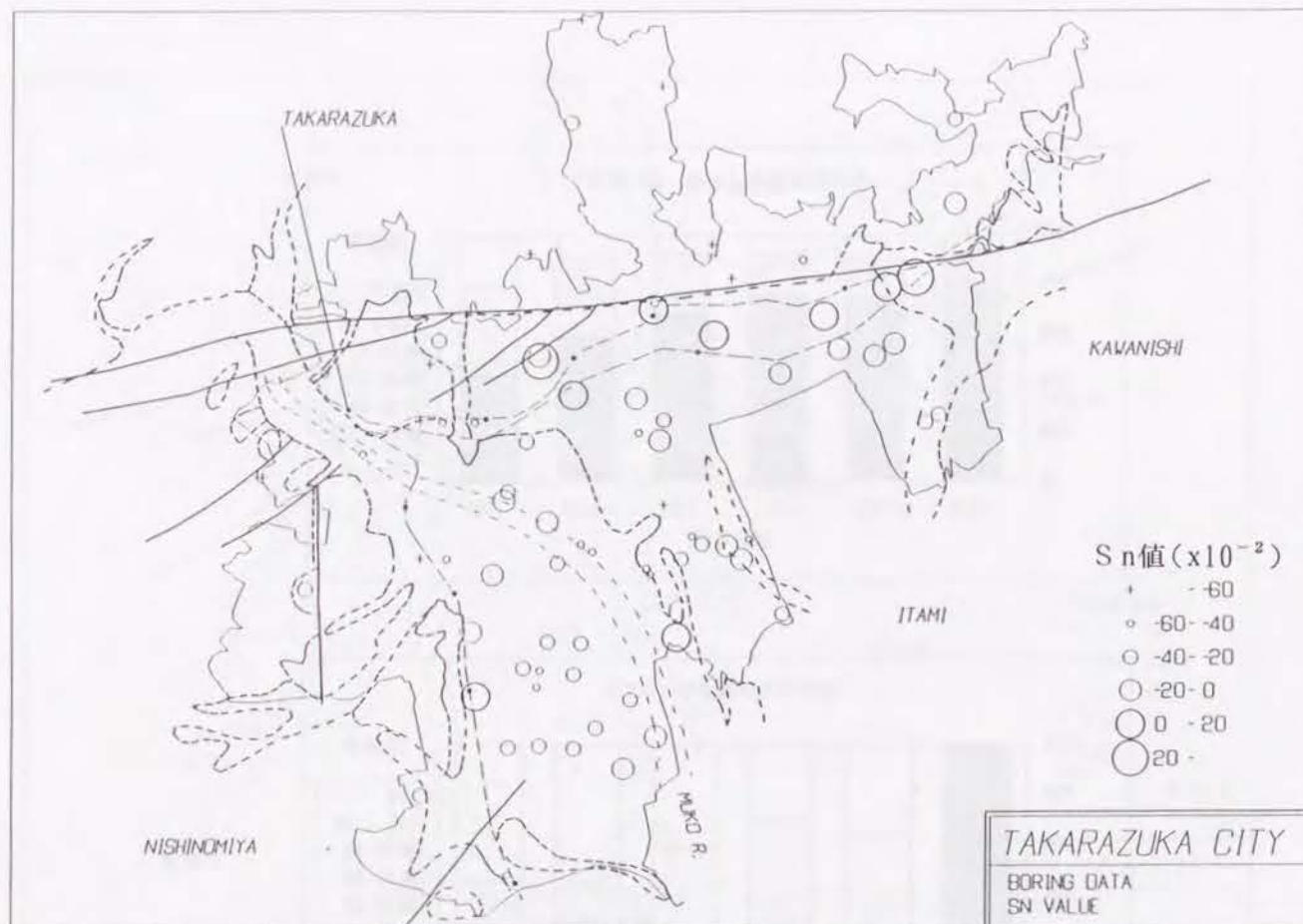
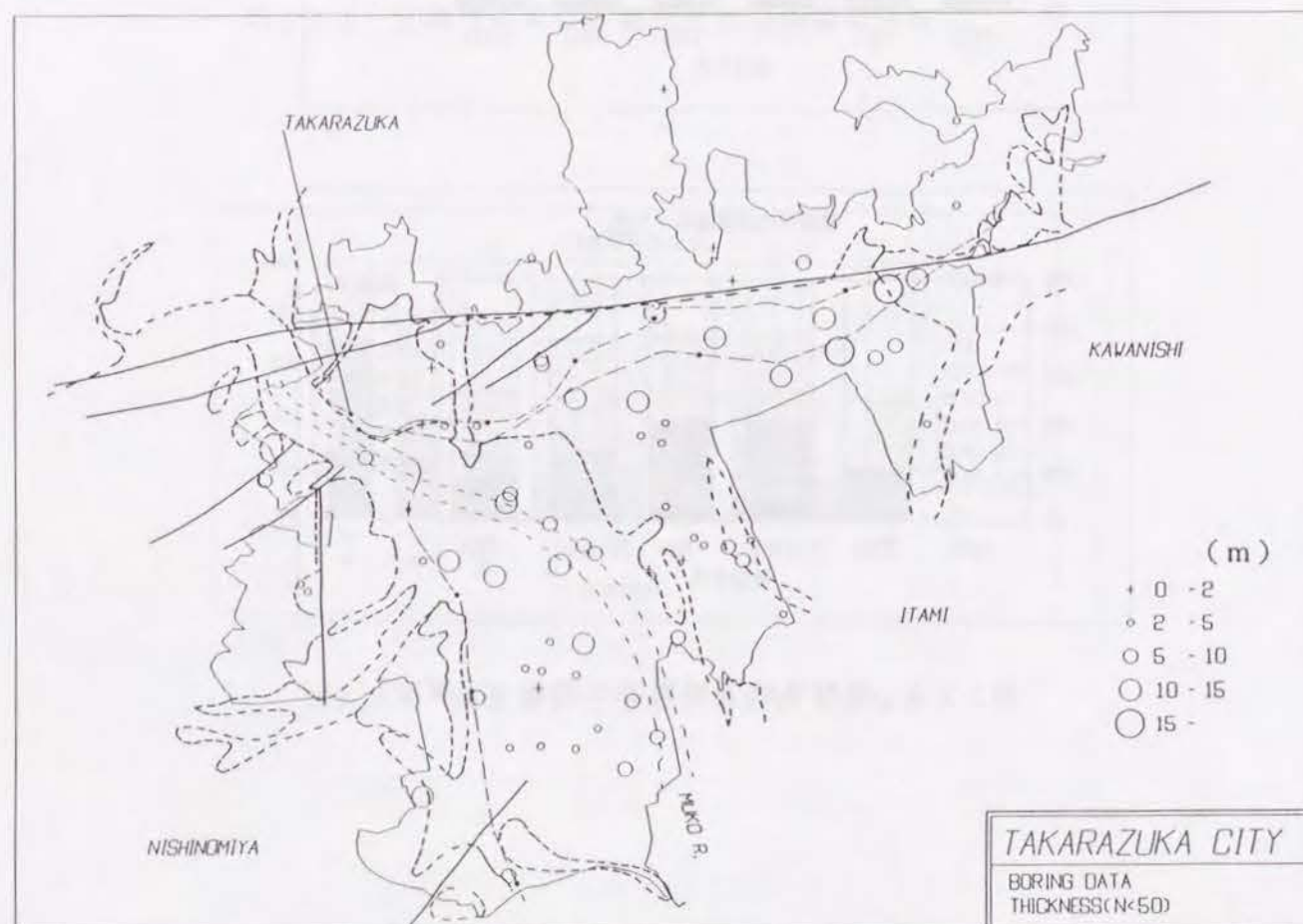


図2.2.5 建設年代と損壊率の関係（宝塚市）



ボーリングデータによる表層地盤の S n 値



ボーリングデータによる表層地盤の厚さ

図2.2.6 ボーリングデータによる表層地盤の特性

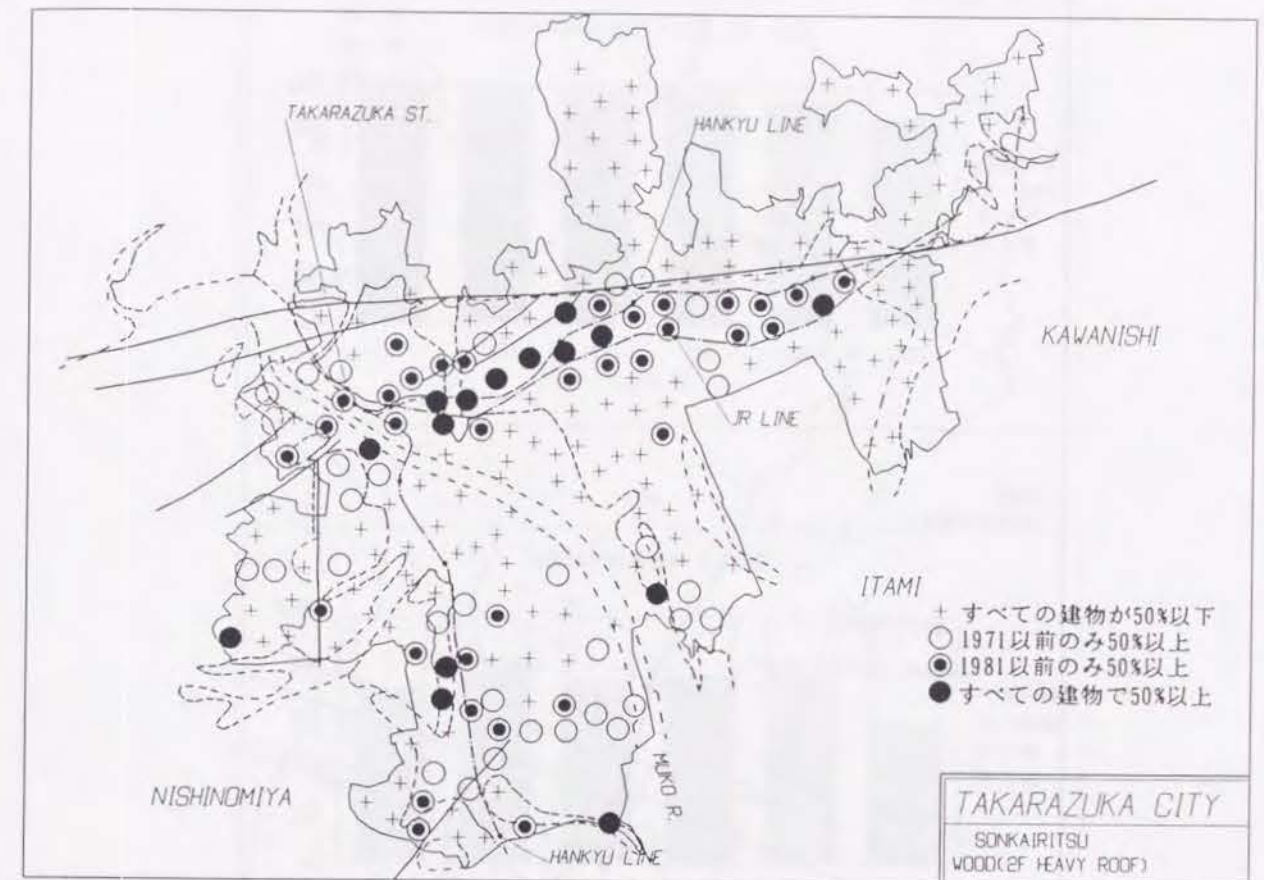


図2.2.7 平均損壊率が50%を越える地区（木造2階建て、重い屋根）

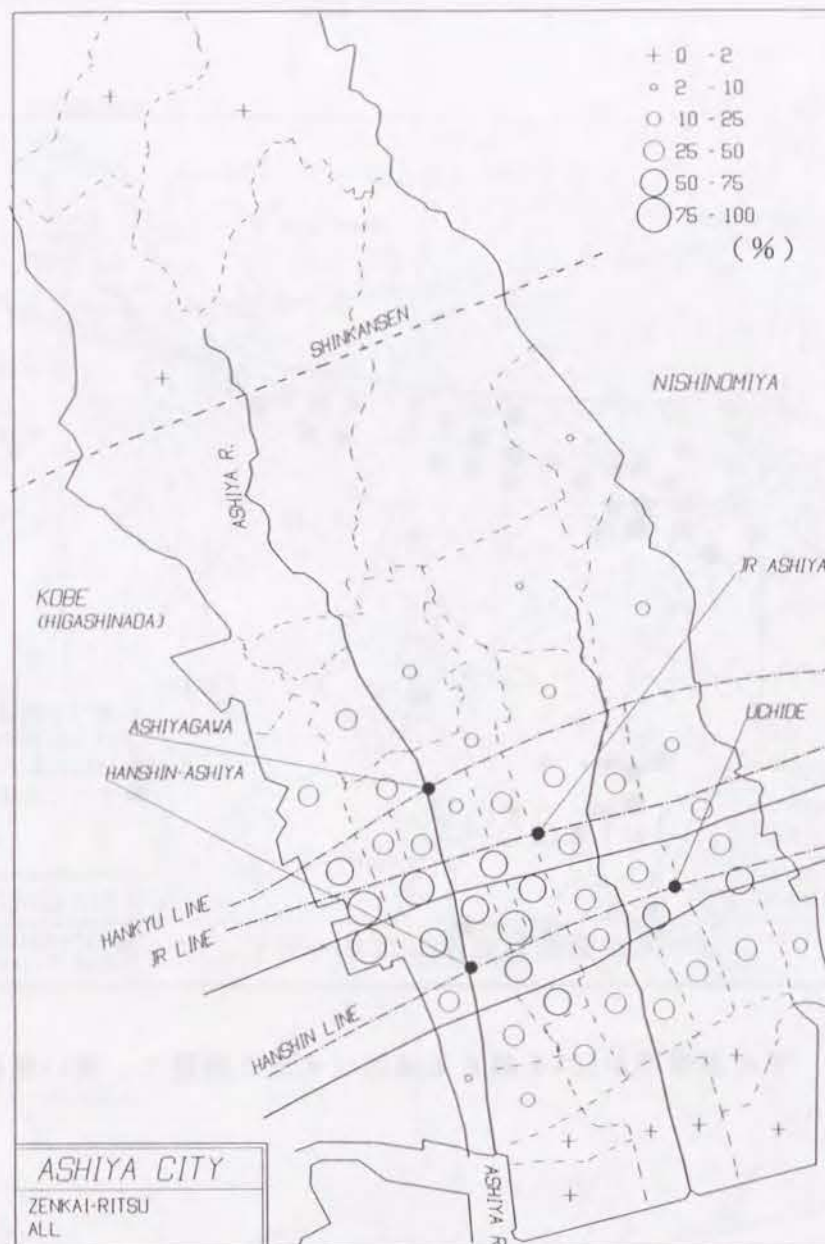


図2.2.8 芦屋市における建物全体の損壊率分布

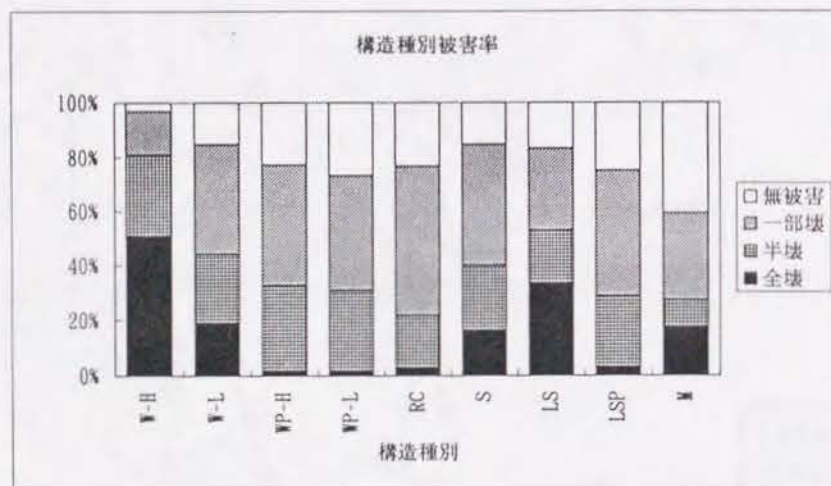


図2.2.9 構造種別と損壊率の関係（芦屋市）

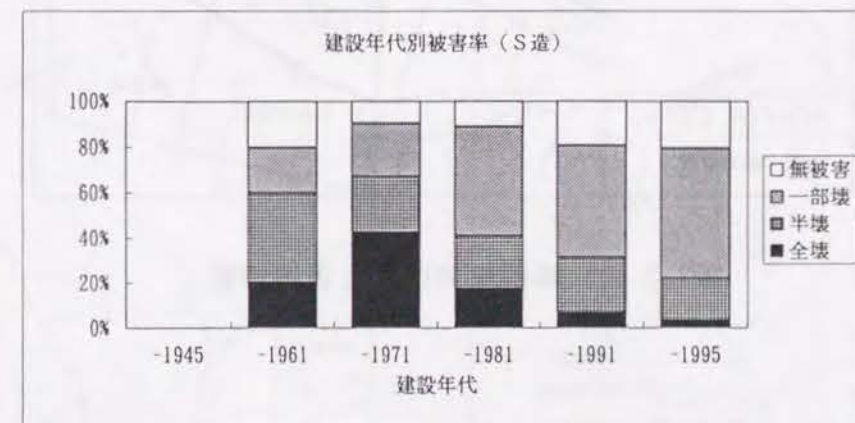
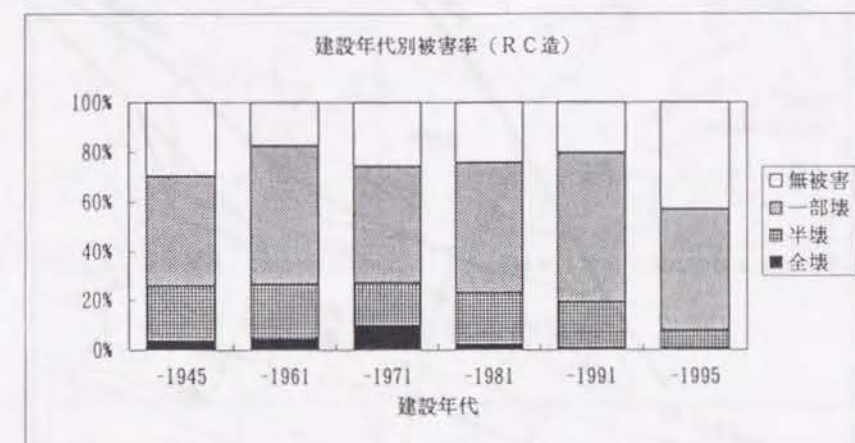
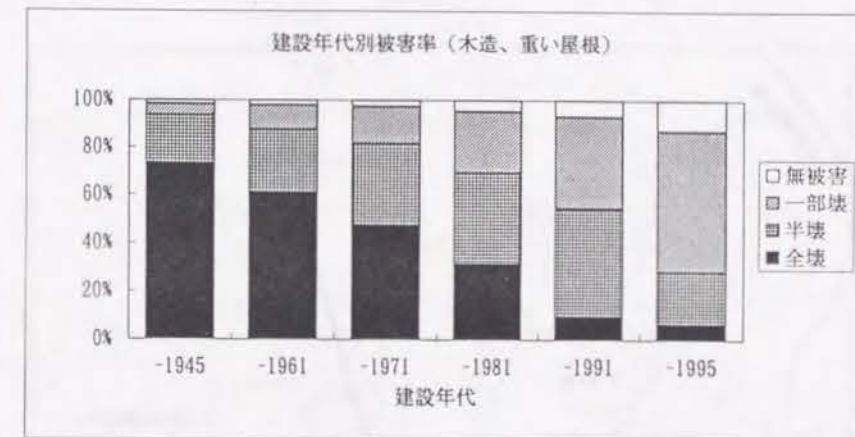
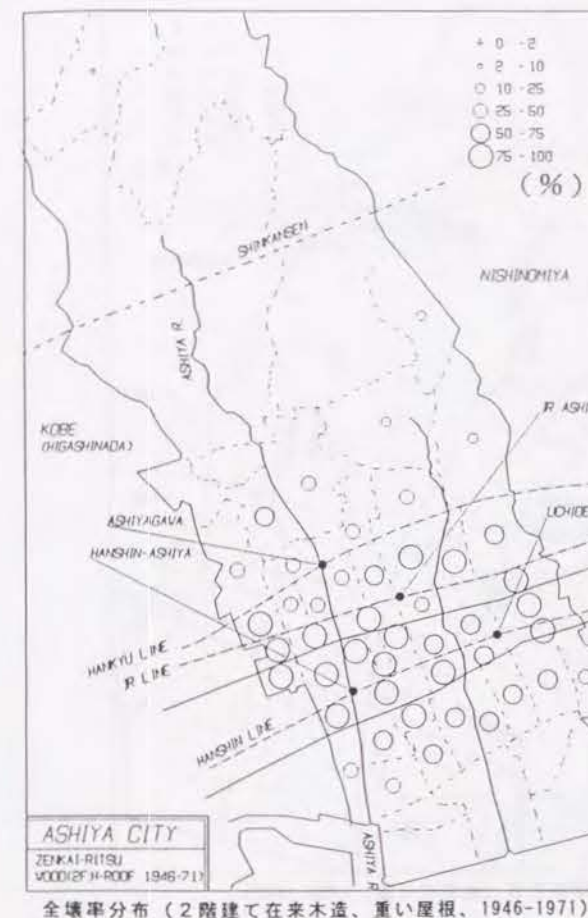


図2.2.10 建設年代と損壊率の関係（芦屋市）



図2.2.11 活断層の位置と表層地質

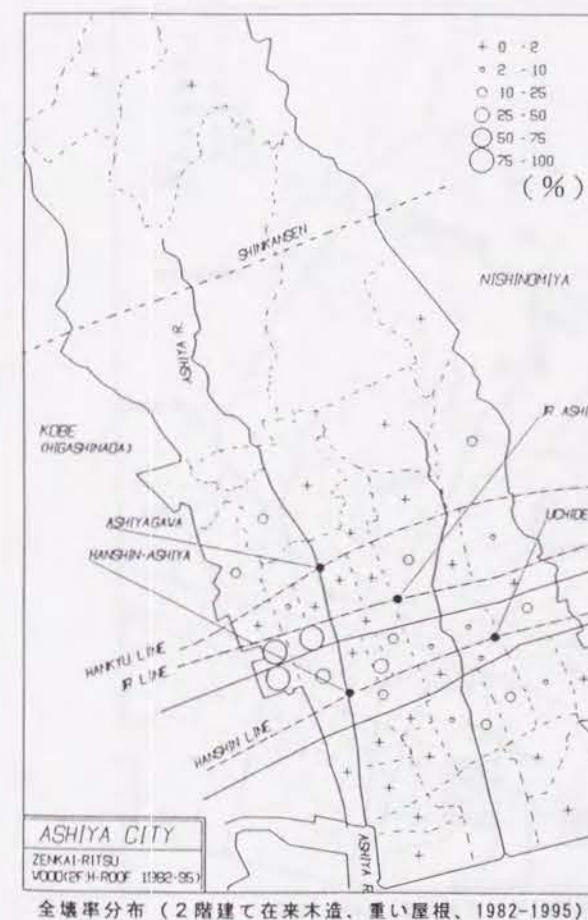


全壊率分布 (2階建て在来木造、重い屋根、1946-1971)

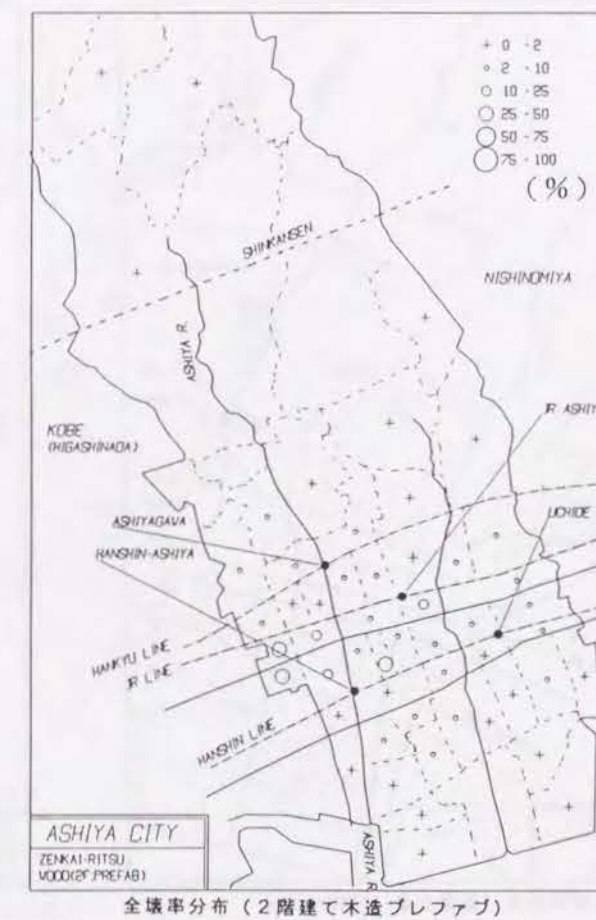


全壊率分布 (2階建て在来木造、重い屋根、1972-1981)

図2.2.12 全壊率の分布



全壊率分布 (2階建て在来木造、重い屋根、1982-1995)



全壊率分布 (2階建て木造プレファブ)

図2.2.12 全壊率の分布

図2.2.13 全壊率の分布

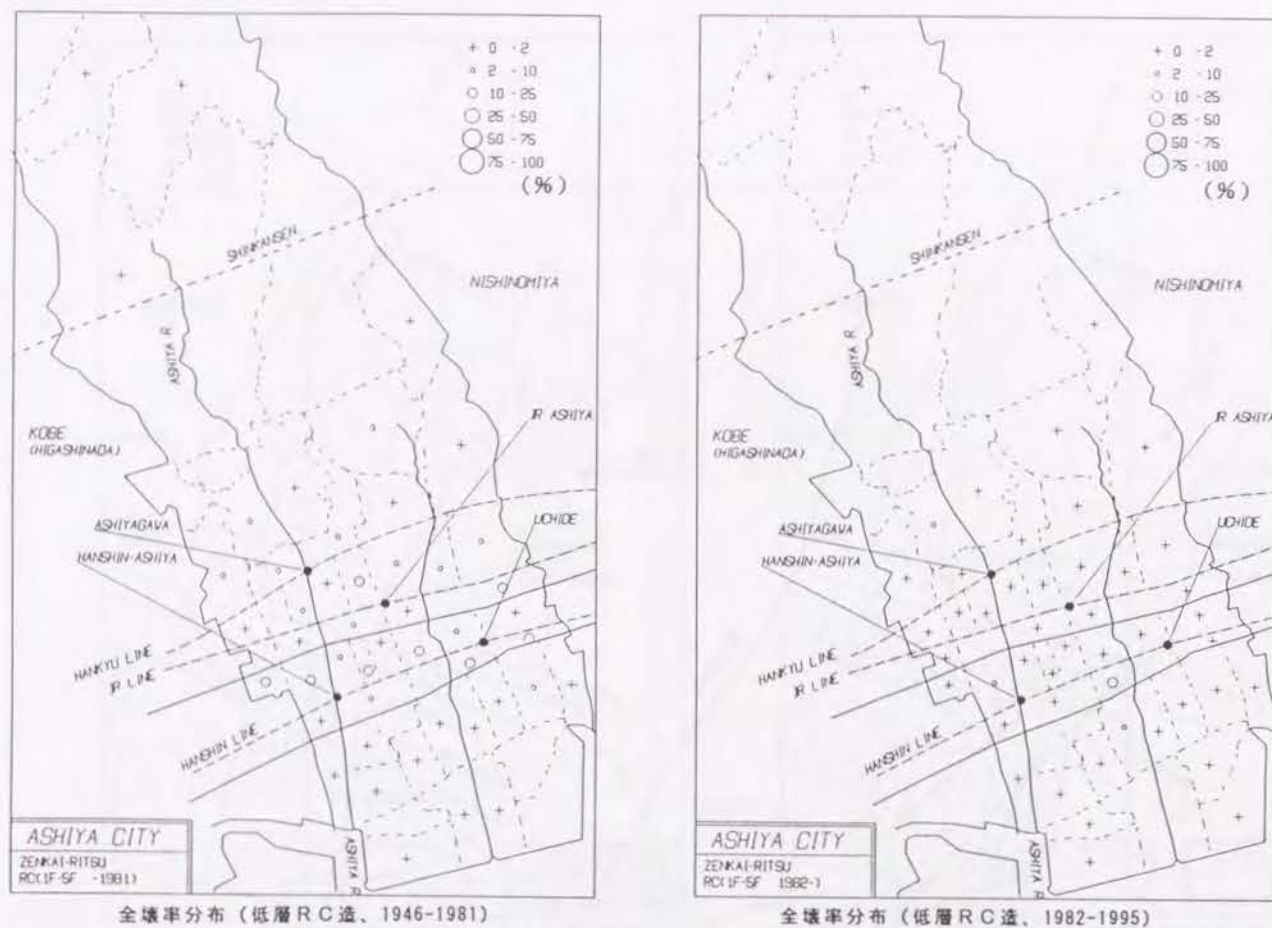


図2.2.14 全壊率の分布

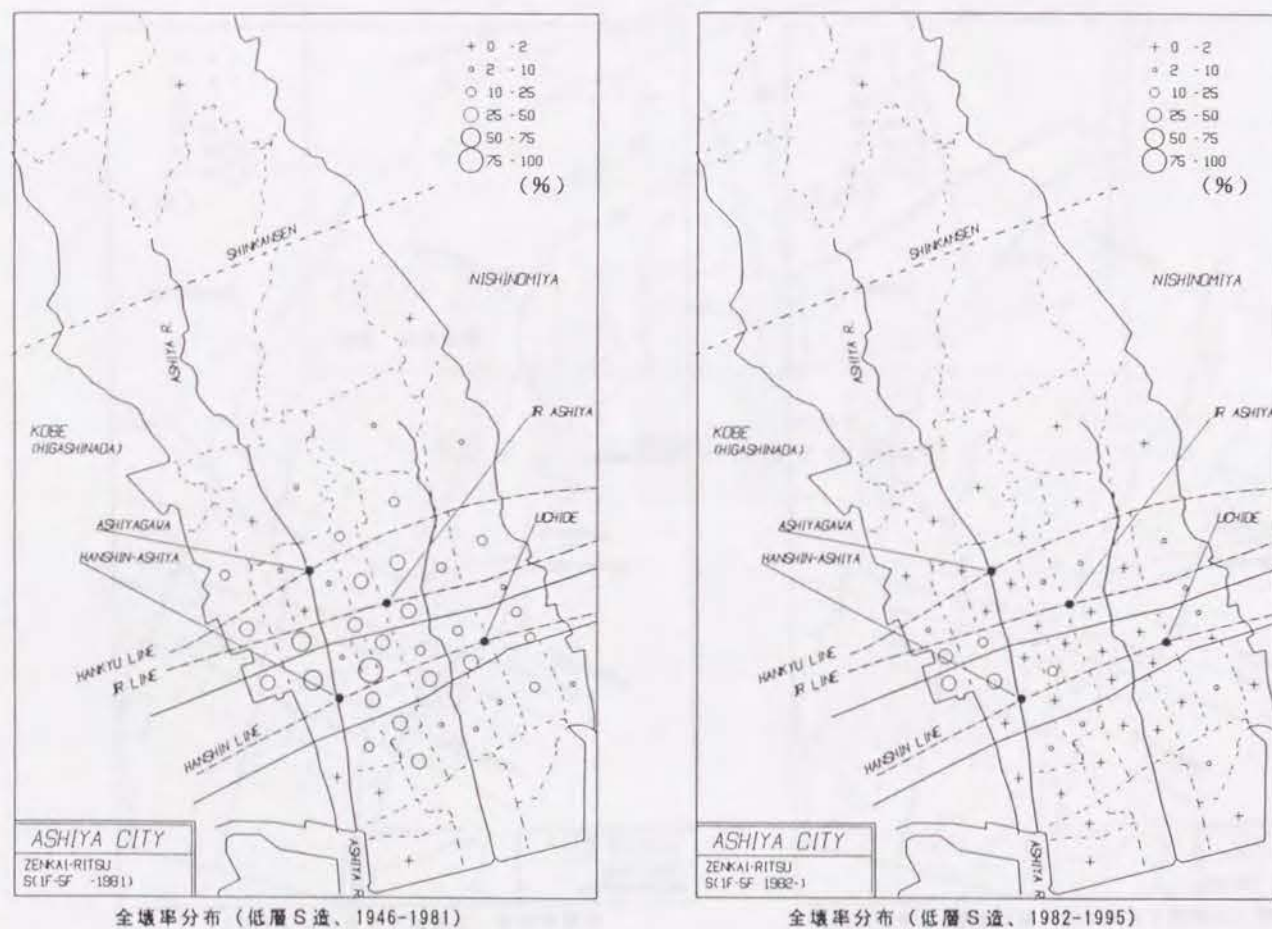


図2.2.15 全壊率の分布

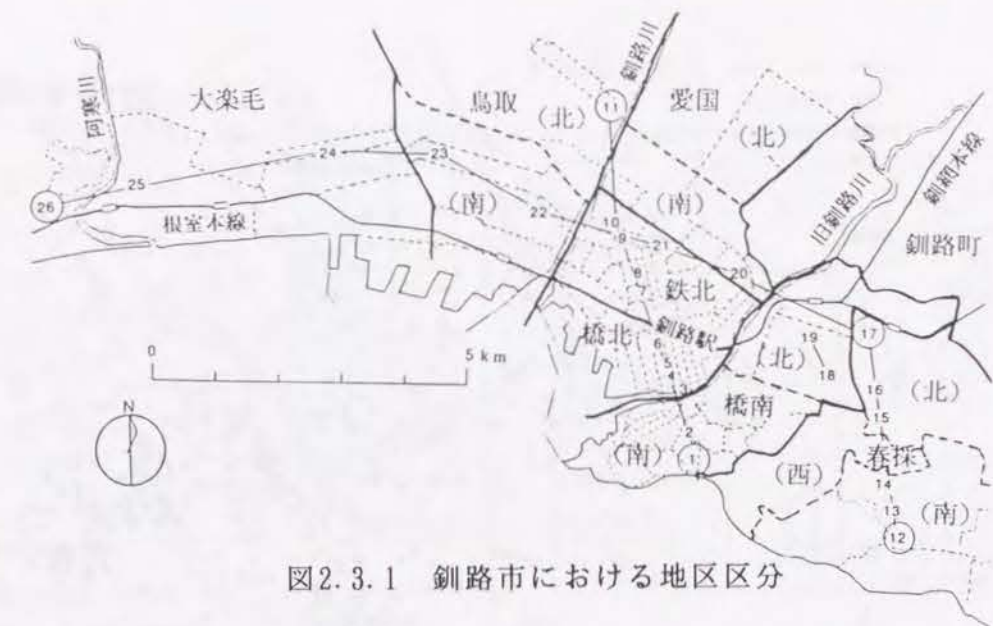


図2.3.1 鉦路市における地区区分

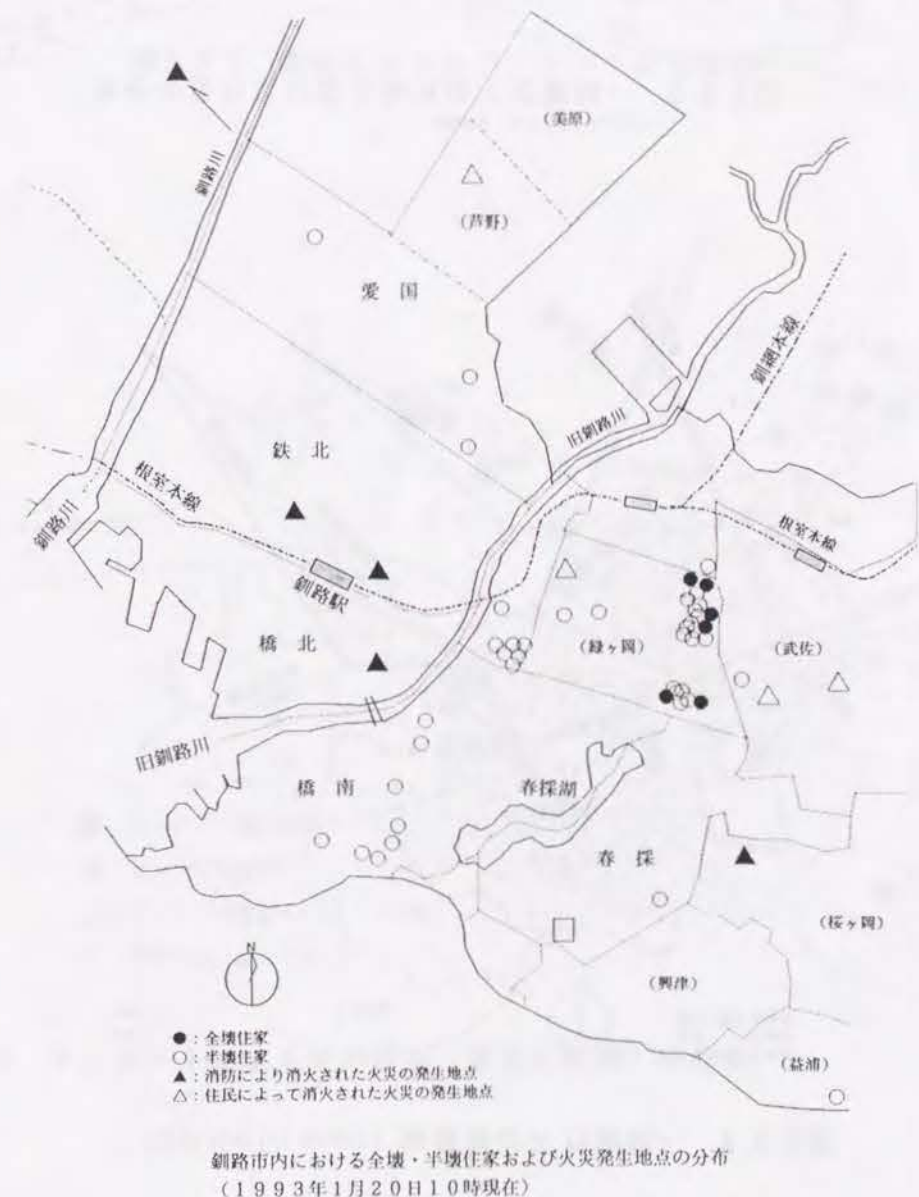


図2.3.2 全壊・半壊住家と火災発生地点の分布

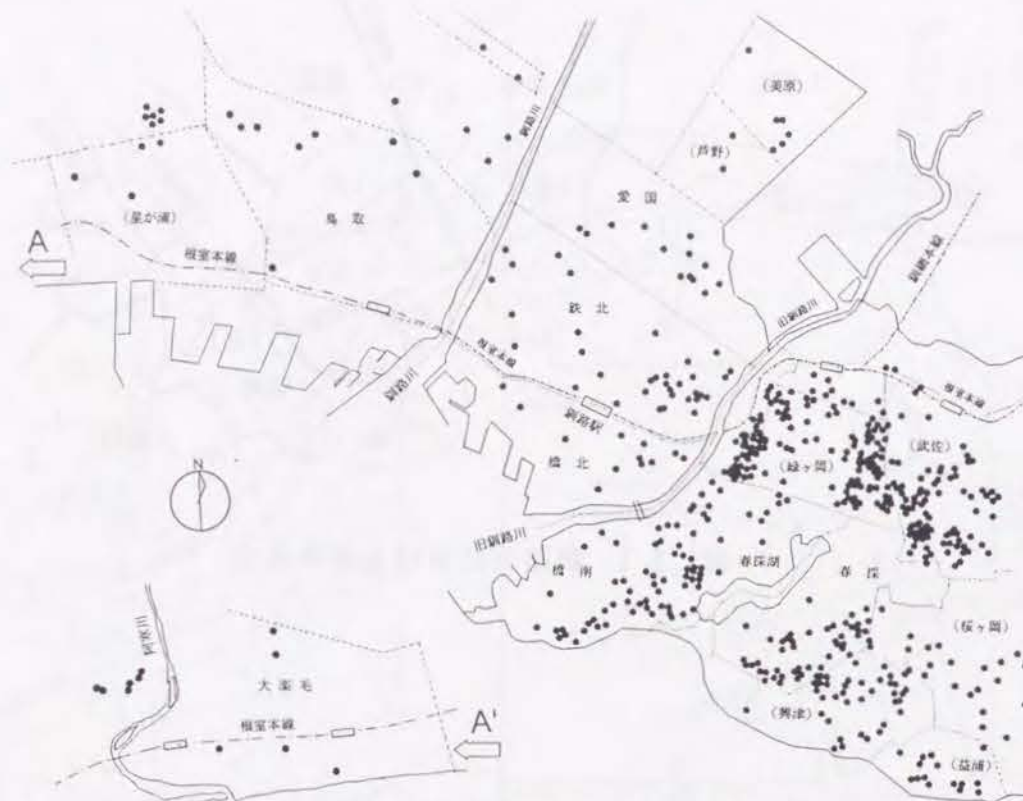


図2.3.3 一部壊以上の被害を受けた住家の分布
(1993年1月20日10時現在)



図2.3.4 一部壊以上の被害率 (1993年2月19日現在)

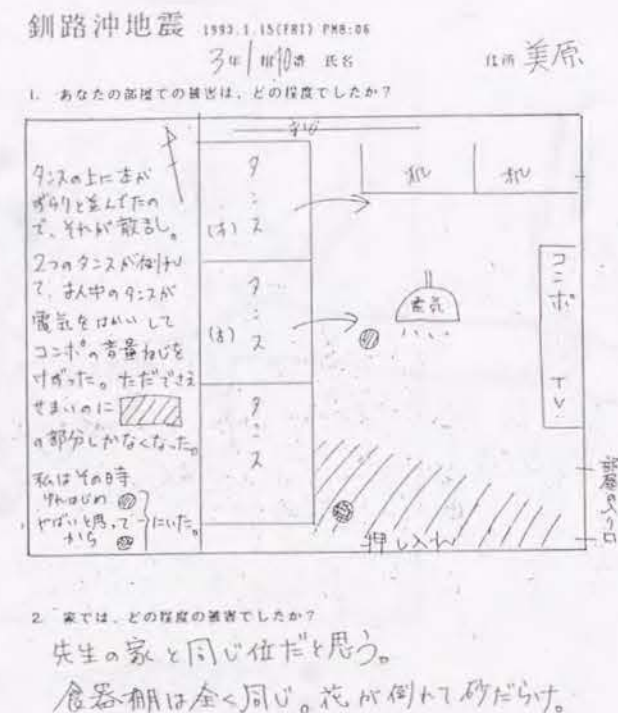


図2.3.5 高校におけるアンケートの回答例



図2.3.6 アンケートによる室内被害(家具の転倒)の分布



図2.3.7 アンケートによる室内被害（室内散乱）の分布

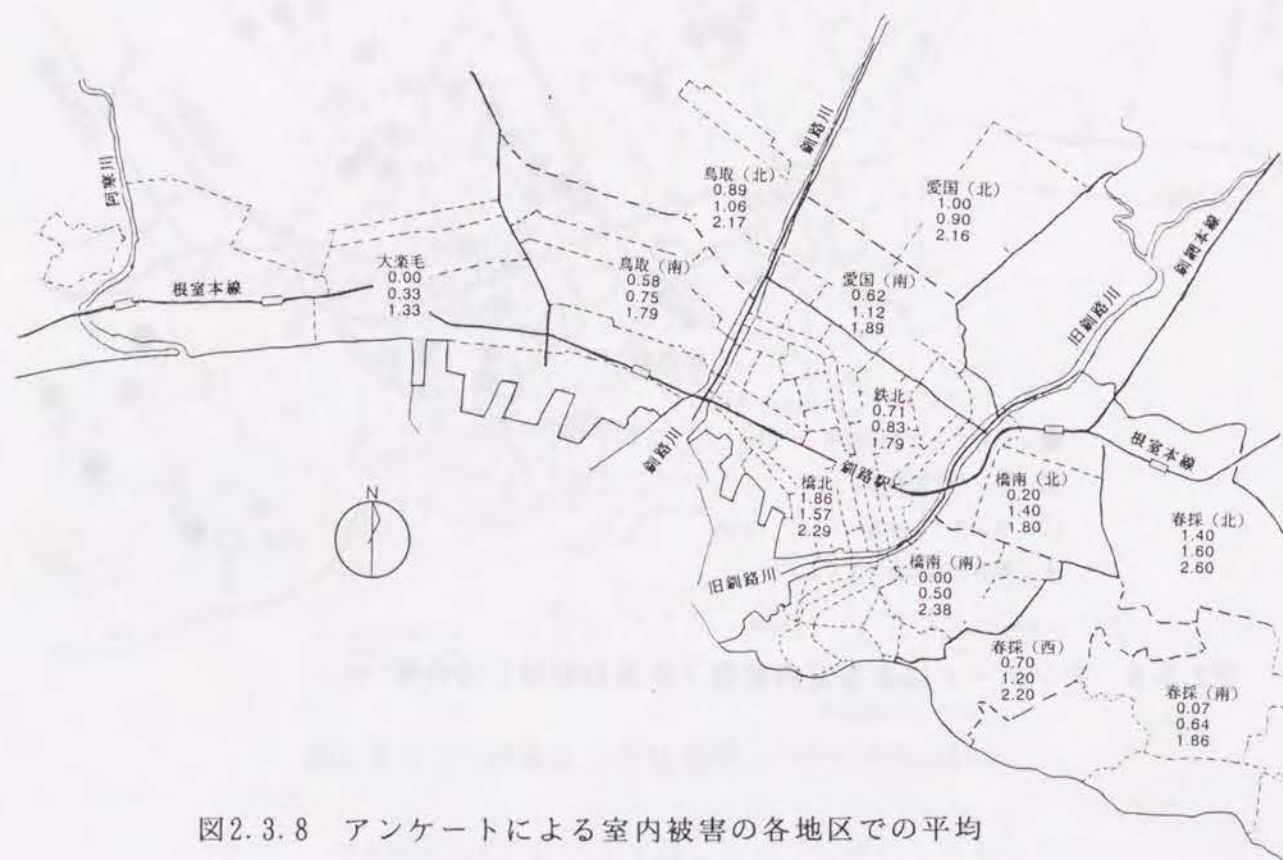


図2.3.8 アンケートによる室内被害の各地区での平均

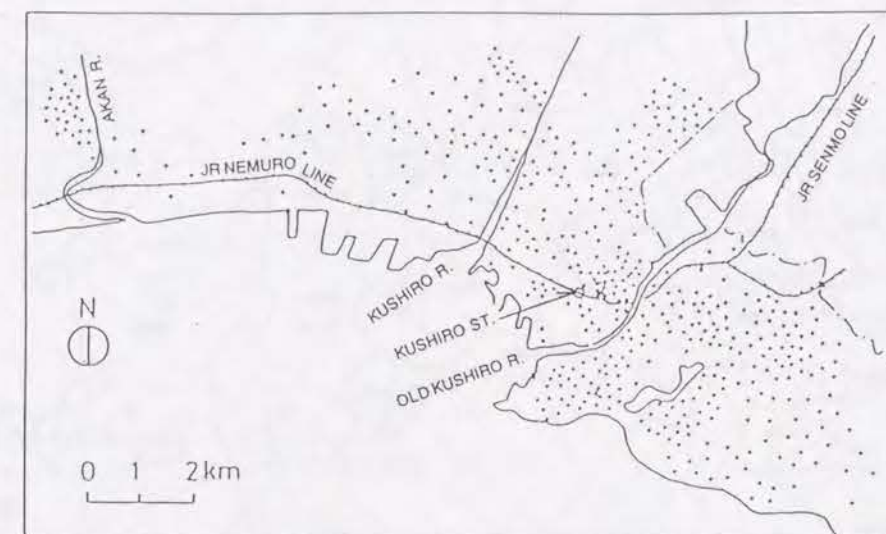


図2.3.9 負傷者の分布（村上・坂井らによる）

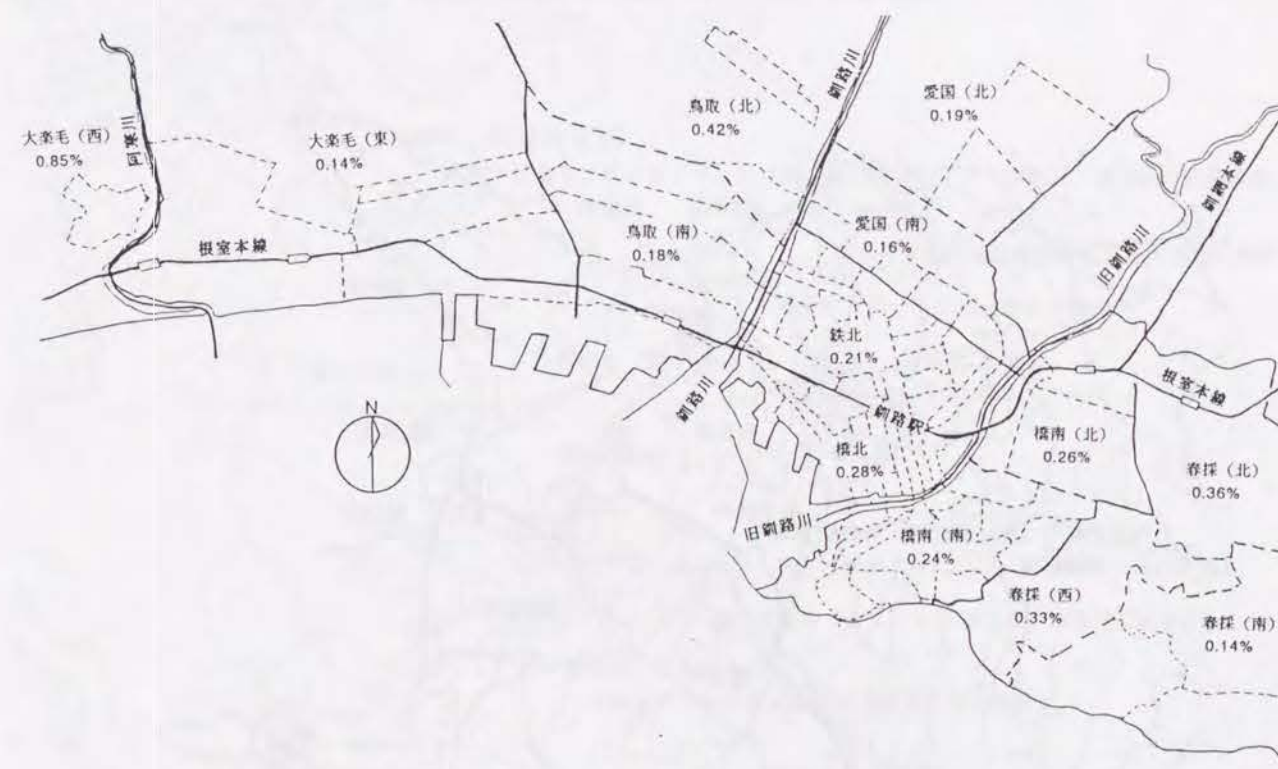


図2.3.10 各地区における負傷者発生の割合



図2.4.1 気象庁の聞き取り調査による各地の震度（気象協会釧路支部の資料より）



図2.4.2 被害を受けた市町村



図2.4.3 浜中町における被害状況



図2.4.4 根室市における被害状況

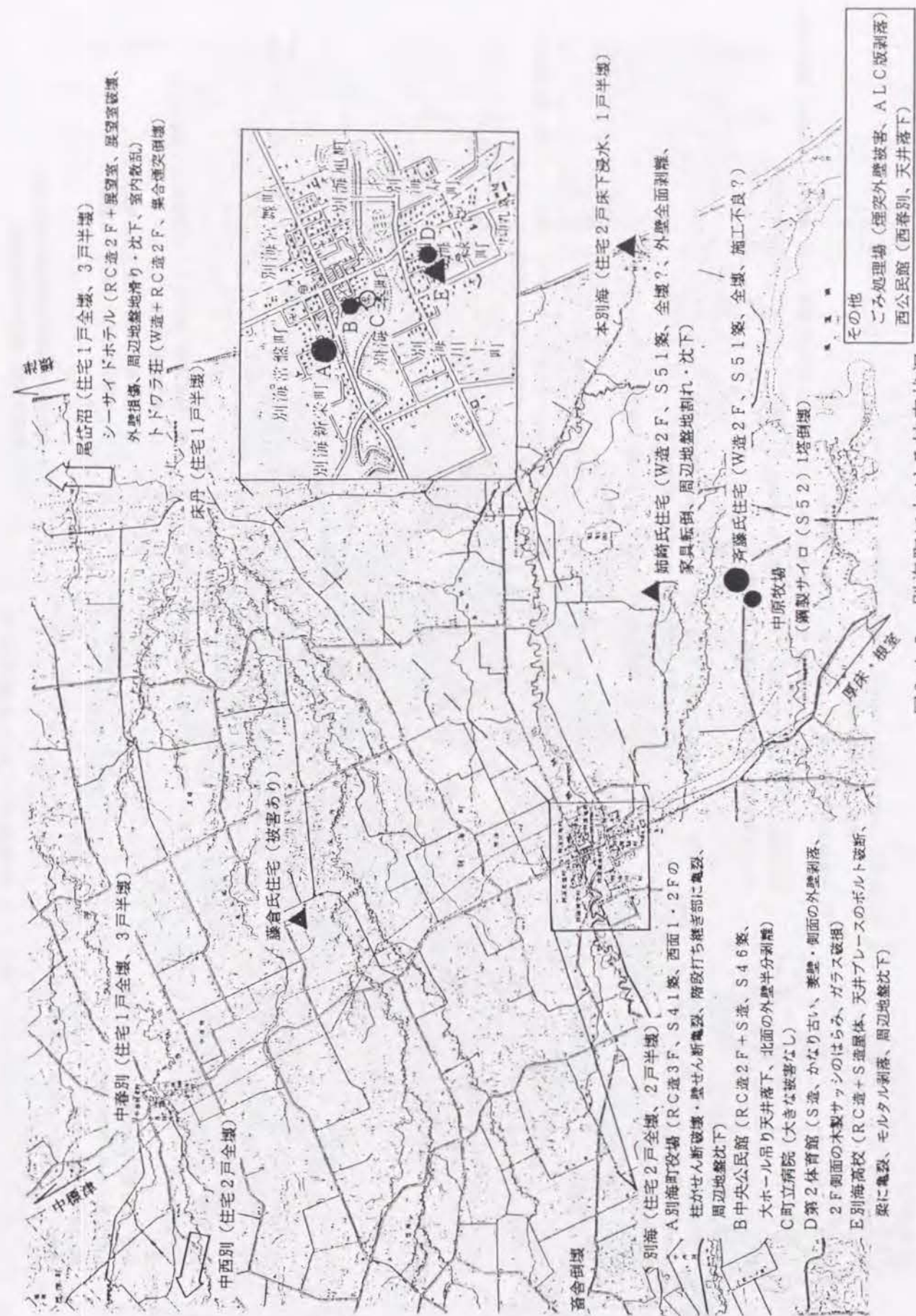


図2.4.5 別海町における被害状況



図2.5.1 ロサンゼルス地震の震源と各市の位置



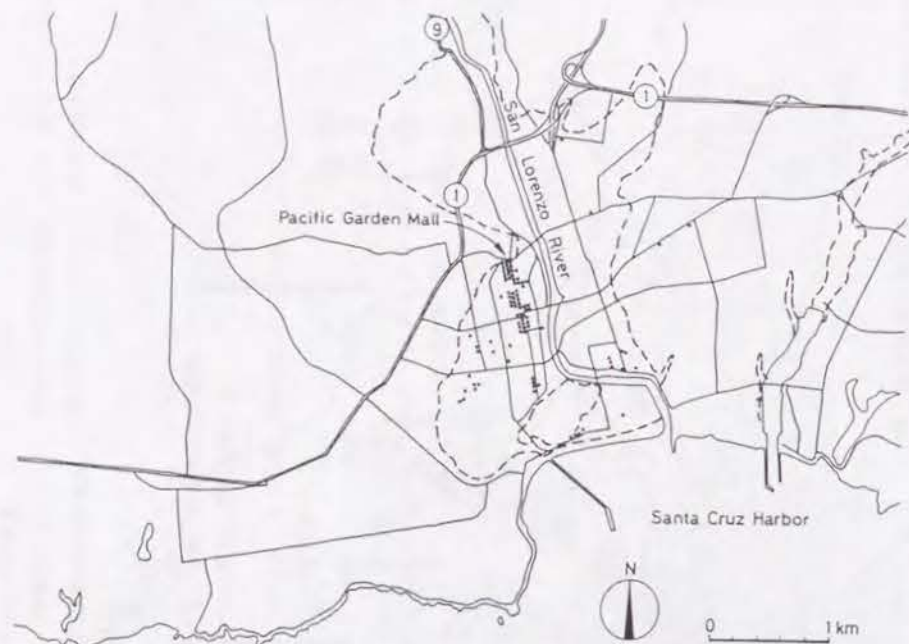


図2.5.2(a) サンタクルーズ市の建物被害分布（被災レベル：赤）

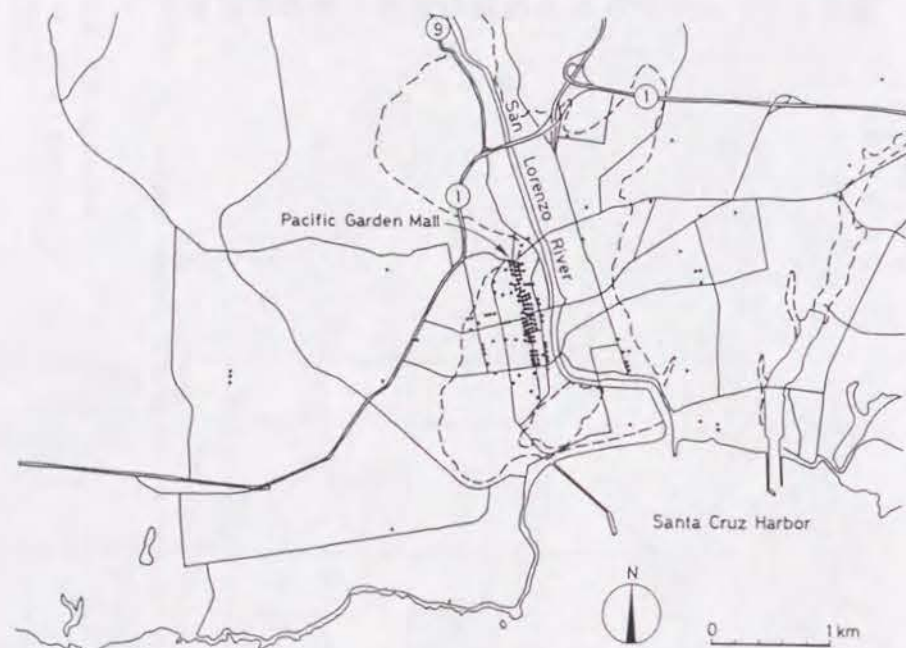


図2.5.2(b) サンタクルーズ市の建物被害分布（被災レベル：黄）

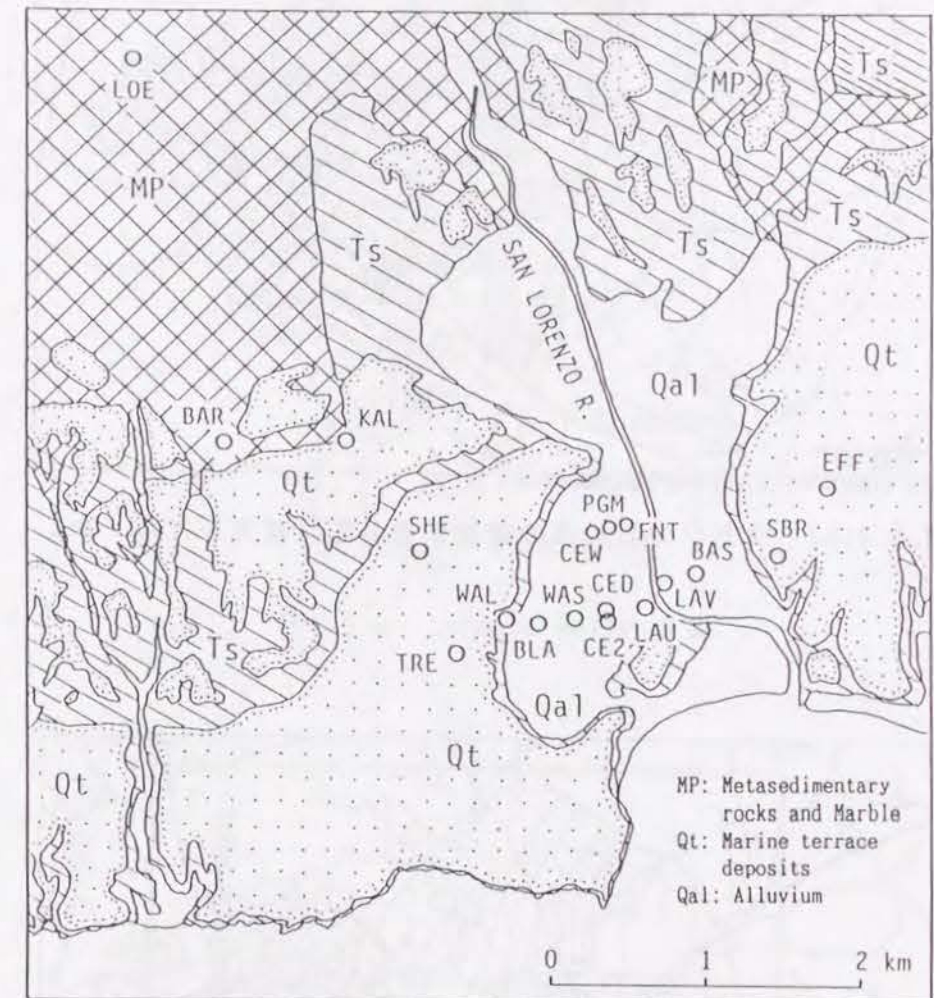


図2.5.3(a) 長周期微動観測を行った地点（赤松らによる⁷⁾）

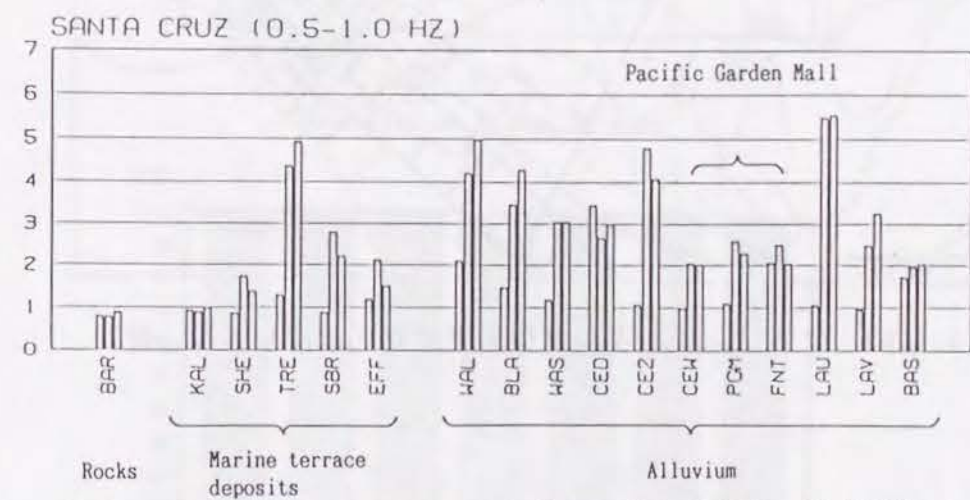


図2.5.3(b) 岩盤（LOE 地点）に対する各観測地点での地盤増幅特性の例（振動数0.5～1 Hzの場合）。棒グラフの左が上下，中が南北，右が東西の各成分を示す。（赤松らによる⁷⁾）

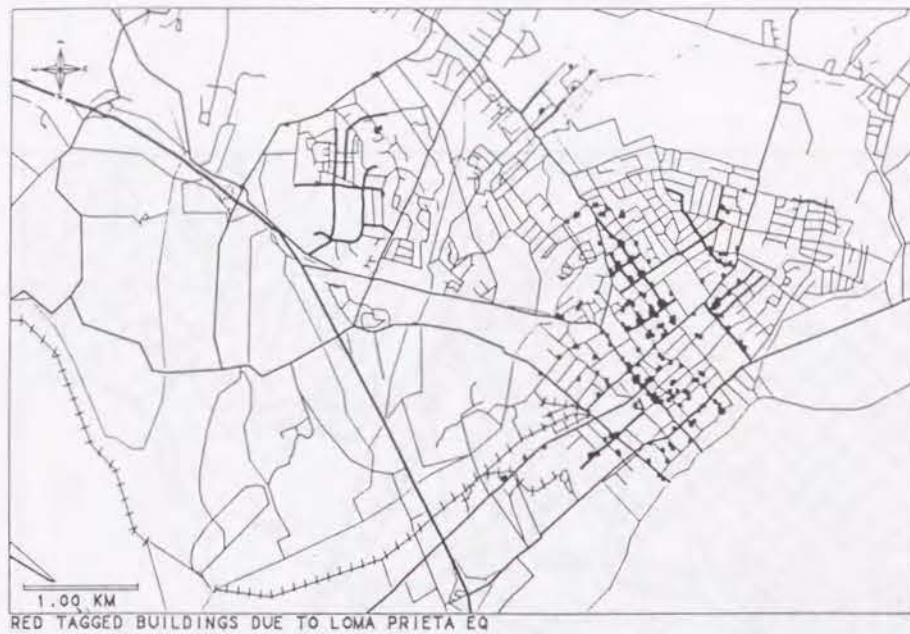


図2.5.4(a) ワトソンビル市の建物被害分布（被災レベル：赤）

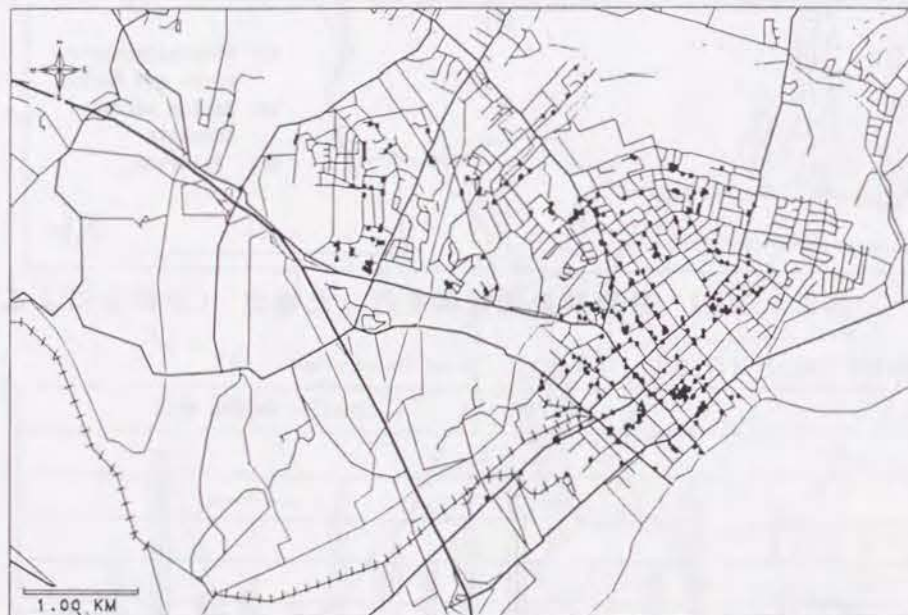


図2.5.4(b) ワトソンビル市の建物被害分布（被災レベル：黄）

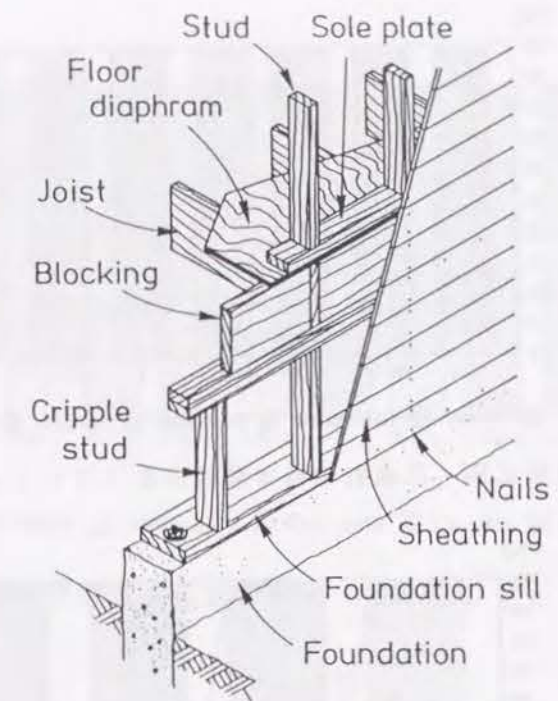


図2.5.5 Cripple wallの構造

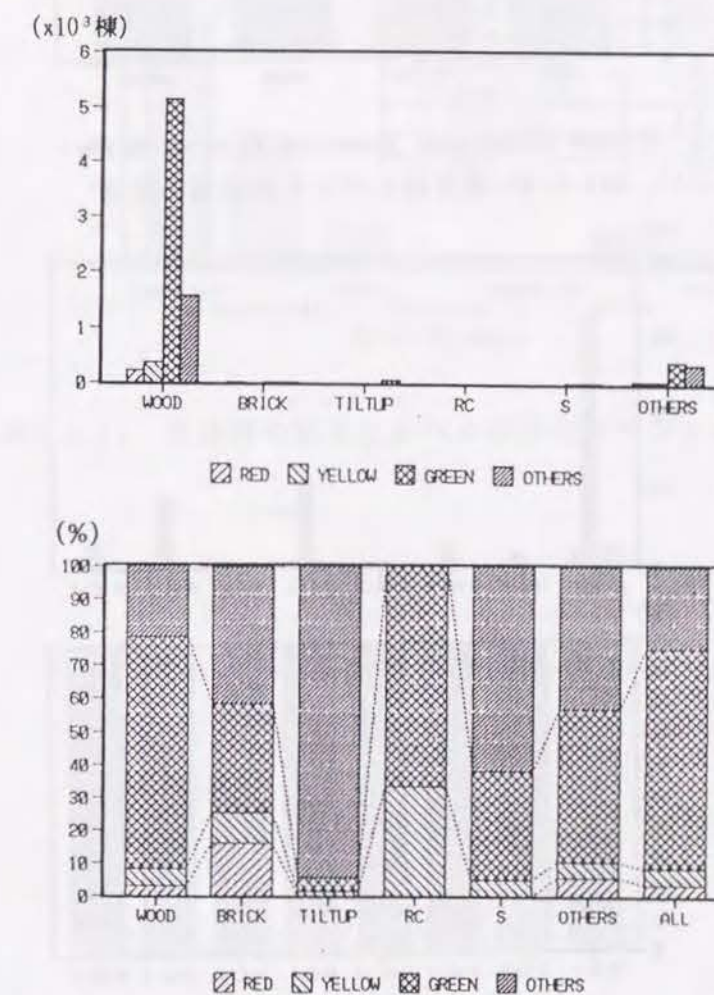


図2.5.6 構造形式別の被災度レベルの分布（ワトソンビル・全数データ）

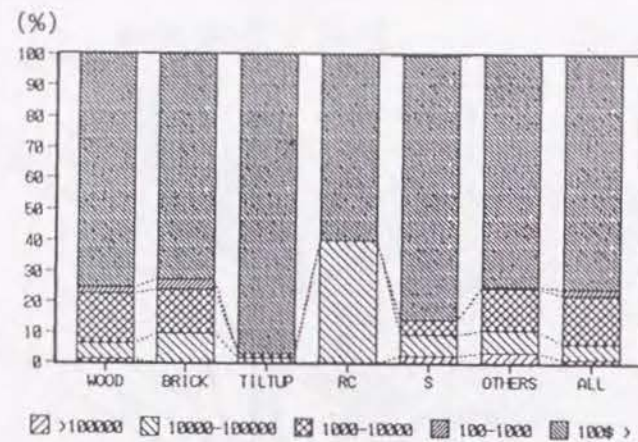


図2.5.7 構造形式別・用途別の被害額の分布（ワトソンビル・全数データ）

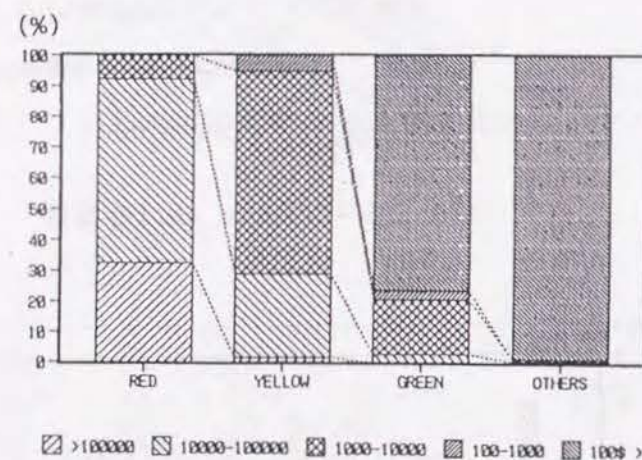


図2.5.8 被災度レベルと損害額の関係

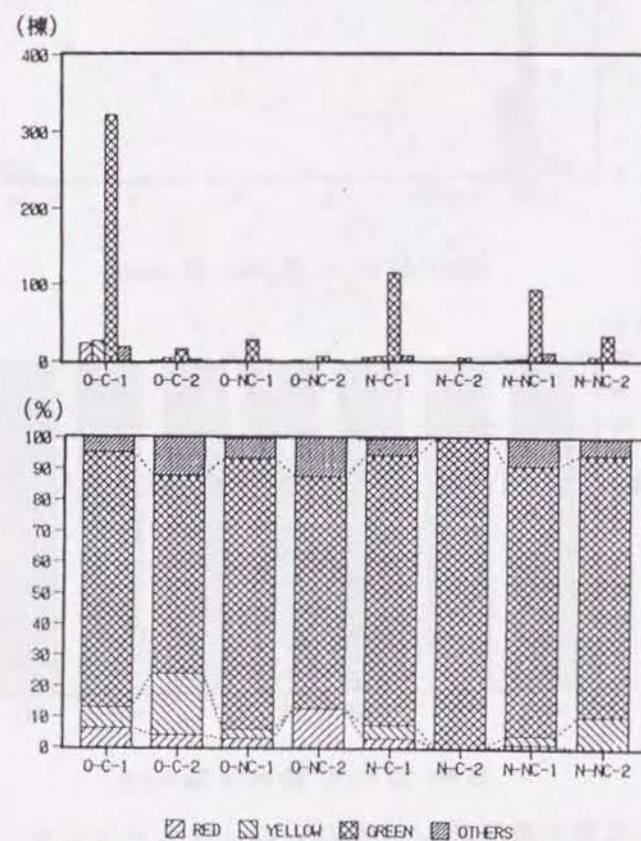


図2.5.9 構造種類別の被災度レベルの分布（ワトソンビル・調査データ）

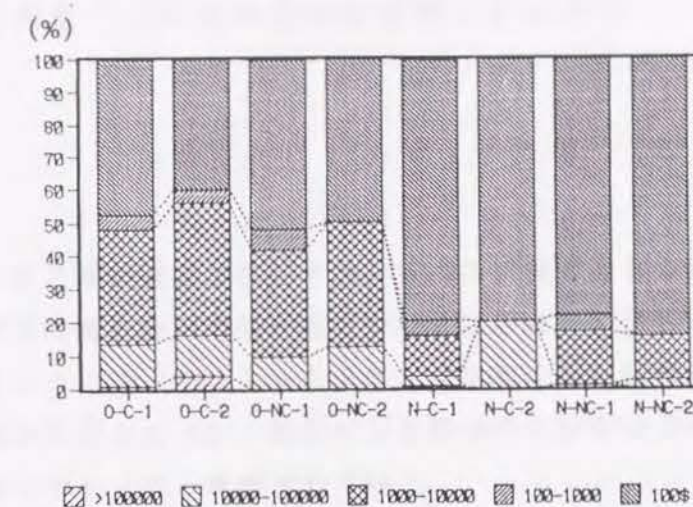


図2.5.10 構造種類別の被害額の分布（ワトソンビル・調査データ）

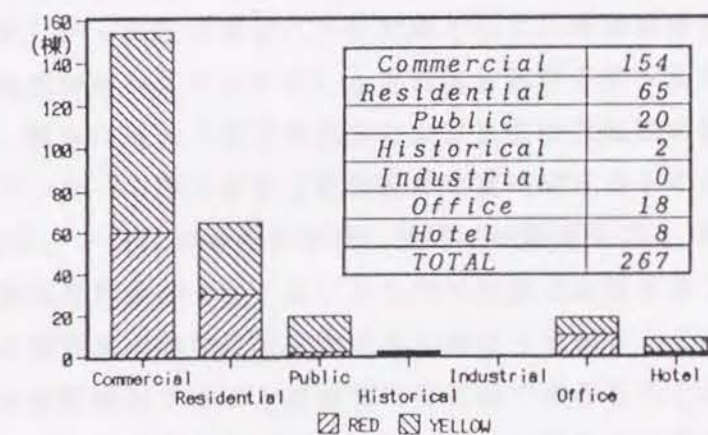


図2.5.11 用途別の被災度レベルの分布（サンタクルーズ）

3. アンケート調査による建築空間の被害と生活困窮

3.1 概 説

巨大地震が発生すると構造被害が注目され、室内の被害はともすると看過されがちであるが、近年、わが国では構造物の地震被害は少なくなる傾向を示しており、室内被害がクローズアップされるようになった。1993年1月に発生した釧路沖地震でも、地表で700galを越す地震動が記録されたが、振動による構造的な被害は少なく、一方で、室内空間における被害は甚大であったと報告されている。

家屋の構造被害と共に室内空間の被害の実態を明らかにするため、同年の5、6月にかけて北海道建築士会の釧路支部と十勝支部の協力を得て、アンケート調査を実施した¹⁾。一方、1983年5月に発生した日本海中部地震により秋田・青森両県の日本海沿岸部では主に地盤変状により建物に大きな被害が発生した。防災研究所を中心とする調査グループでは、特に被害の著しかった秋田県能代市を対象として、地震被害を総合的に評価できるデータを収集し、地理情報システムを用いた災害情報処理手法へ適用するためにアンケート調査を実施した。調査は地元の教育委員会および自主防災組織の協力により1993年3月に行われた。アンケートの内容は上記釧路沖地震に関するものとほぼ同様である²⁾。

上記2つの調査は、一方は地震発生直後、他方は地震発生後の10年後の調査であり、また、質問の細部は異なる部分が多く、必ずしも同じ精度で比較することはできない。しかし、2つの地震では建物被害の発生形態が大きく異なっており、このような状況下における室内被害の特性を比較検討することは非常に有意義であるものと考えられる。

そこで、本研究では、釧路沖地震に関するアンケート調査の結果をもとに、日本海中部地震に関するアンケート調査結果と比較しながら、構造的被害および室内空間における被害発生の実態について明らかにする。また、建物の防災の見地からは、室内における火災や負傷者の発生、避難不可能な事態の発生などの2次被害を、さらには、これらによって引き起こされる生活困窮や経済的困窮などの間接的な被害をも考慮することが重要であると考えられる。ここではアンケート調査の結果をもとに、室内における2次被害と構造被害・室内散乱との関係を明らかにする。さらには、これらの被害が住民の生活困窮や経済損失に及ぼす影響についても考察を行う。

3.2 釧路沖地震による都市施設被害と生活支障評価の手法

上記2つのアンケート調査の内容はほぼ同じなので、ここでは釧路沖地震の被害に関し

て行ったアンケート調査について調査目的・方法について記す。

3.2.1 調査目的

釧路沖地震では、住宅や事務所などの家具の転倒・移動や室内の散乱状況は著しかったと報告されているが、これらの建物内部の被害については通常の調査では明らかにすることは難しい。そのため、アンケート調査が有効であると考えられ、種々の観点から他研究組織なども実施している^{3)・4)}。

また、ライフライン被害については、地盤変状に伴う水道、ガスの供給管路が被害を受け、その復旧に相当の日数を要し、また、電話の輻輳による情報途絶も大きな教訓を与えた。ライフラインシステムの被害状況や復旧過程は供給者側から報告されているが⁵⁻⁷⁾、市民生活の支障との関連においての定量的な評価は重要な課題である。

今回のアンケート調査は、建物の構造的被害、室内被害、ライフライン被害および住民の生活困窮等の社会心理学的側面が如何に互いに関連するかを明らかにし、地震災害の総合的な防災対策策定の一助とすることを目的として行ったものである。

3.2.2 調査方法

釧路沖地震被害調査を行った直後から、アンケート調査項目についての検討を始め、回答者の負担を最小に、かつ建築士を対象にした効果を最大にすることを目標に38項目の質問事項を選択した。調査内容は以下の10章で構成されている。

1：回答者や自宅に関する情報

(回答者の自宅住所、自宅の構造種別・建物種別などの情報)

2：自宅の構造被害

(建物全体・各部の構造的被害の程度、敷地・塀の被害)

3：自宅における室内被害

(家具の転倒状況、散乱の程度、窓・天井・証明などの被害、被害防止対策)

4：火災・避難・負傷

(使用火器、火災発生の可能性とその原因、地震時の行動、避難状況、避難できなかった原因、けがの発生、室内被害の対策)

5：ライフラインの被害と生活支障

(自宅の設備、使用機器、水・ガスなどの復旧時期、代替手段)

6：住民の生活困窮度

(地震後の困窮度、回復までの時間、地震後の生活場所、我慢できる期間、復旧費用、費用の調達)

7：勤務先における被害

(勤務先の情報、構造被害、室内被害、職場における事前対策)

8：構造物の修理

(建物種別、修理内容、修理日数、修理費用)

9：釧路沖地震の特殊事情

10：自由意見

北海道建築士会釧路支部、同十勝支部の会員を対象として、冬期が終わり、市民の生活が正常に回復する1993年5月中旬に調査票を発送し、6月末に回収した。

データは全て表計算ソフトを用いてデータ化し、その後、大型計算機により統計ソフトを用いて1次集計およびその後の統計処理・分析を行った。

3.3 釧路沖地震の被害の分析

3.3.1 回答者情報・自宅情報

図3.3.1に釧路支庁と十勝支庁の市・郡名および回答者数(括弧内の数字)を示す。十勝支庁では回答者は帯広市およびその周辺地域に分散しているが、釧路支庁では釧路市内およびその周辺の釧路町(釧路郡)に集中している。また、表3.3.1に回答者の自宅に関する統計量を示す。これ以後、表中の数字は回答数を示しているが、釧路支庁、十勝支庁における各情報の比率は全回答数(釧路 167、十勝 226)を基準として評価することが可能である。表3.3.1によれば、回答者の80%が一戸建て木造在来工法の2階建ての近年建設された住宅に居住し、その内、延べ15%の住宅が増築している。この地方では屋根瓦は使用されず、数カ所の建築中住宅の現地調査結果から判断すると、地盤の凍結を考慮し

た1mを越す比較的深い基礎となっており⁸⁾、約15%の住宅に地下室がある。構造種別の“その他”はコンクリートブロック造が大半である。釧路支庁と十勝支庁との間に建物特性としての有為な差は見られない。

次に、以下では被害の集中した釧路市に限定して考える。釧路市は一般に図3.3.2 中に太い実線で示した7つの地区に分けられる。本研究ではこれらの地区毎に結果をまとめるが、区域の広い春採、橋南、愛国、鳥取の各地区については、地形や地質条件などの変化をより詳細に考慮するためさらに2～3分割した。

図3.3.3 に地区別の回答数及び、回答のあった住家の構造種別、建物種別、建物階数、建築年の分布を示す。回答のあった住家はほぼ各地区に分散しているが、橋北地区は業務地域であり夜間人口も少ないため、回答数は非常に少なかった。表3.3.2 には回答数の地区別分布と平成2年度国勢調査による各地区の世帯数の地区別割合を示す。両者を比較するとほぼ同じ値を示しており、回答の地域的なばらつきは少ないものと考えられる。

アンケートの結果から釧路市域の住家の特徴を記すと、建物種別では1戸建てが圧倒的に多く全体の76%を占めている。構造別では木造軸組工法によるものが多く、RC造は10%程度である。建物階数は2階建てが多い。また、建築年は比較的新しいものが多く、特に建築基準法の改正以後のものが約30%を占めている。

3.3.2 構造的被害の地域分布

釧路支庁と十勝支庁をいくつかの地域に分割し、各地域ごとのアンケート結果による構造被害の割合を図3.3.4 に示す。アンケートで一部壊と回答された住家については、各部位の被害状況を参照して一部壊と軽微な被害に分類し、図では一部壊以上の被害と軽微な被害に分けて示した。洪積台地上の釧路市東では60%程度の家屋で何らかの被害が発生しており、釧路中央から西へ向かうほど被害の程度は低くなっている。しかし、全壊・半壊と評価された住家は釧路市東のそれぞれ1棟のみであり、全般的には被害レベルは低かった。十勝支庁では被害率はさらに低く、帯広市内で10%程度であった。しかし、十勝支庁の東部（本別、足寄など）では周辺の地域よりは高い被害率を示している。このように、釧路市内以外では被害レベルは非常に低かったため、以下では釧路市域を対象をしばって被害の分布をまとめることとする。

図3.3.5 には、釧路市内における家屋の構造被害の分布状況を示す。また、図3.3.6 には各地区毎の被害程度の割合を示す。一部壊の住家は橋南(北、南)の台地縁端部に多く存在している。また、軽微な被害はかなり広い地域に分布している。旧釧路川以東の地区（橋南、春採）は主に洪積台地上に存在するが、若松⁹⁾ が示したとうり、被害の大きかった上記の地域では、以前谷であった部分を埋め立てた造成地が複雑に入り組んでいる。このような人工改変された地盤が地震によって破壊し、構造物の被害につながったものと考え

られる。春採地区では被害の程度は橋南(北)よりはやや小さな値となっている。

旧釧路川より西の地域では釧路川や旧釧路川などによる沖積平地が広がっている。被害率は台地上の地区と比べるとかなり低い値であった。また、美原・芦野や鳥取の北などの北部地域は釧路湿原に近く地盤は相対的に軟弱であるが、被害率は大きくはなかった。

2.3節に示されている釧路市による被害統計と比べると、一部壊以上の被害の分布に関しては、全般的にはやや大きめの値を示しているものの、軽微な被害まで含めて被害発生率の分布をみると、アンケートの結果はほぼ被害統計と同様の傾向を示していることが読み取れる。母数は少ないものの被害分布の傾向をほぼ表現しており、回答数の分布と併せ考えると、本アンケート調査の一般性は十分にあるものと考えられる。

つぎに、建物各部の被害について各地区での被害発生率の割合を図3.3.7 に示す。なお、これらの割合は、ひび割れ発生程度の軽微な被害も含めた被害発生率を示している。春採(北)、橋南(北、南)などの地区では、基礎・床の被害が多く発生しており、地盤変状によって被害が多く発生したことを示している。壁の被害は多くの地区で50%近く発生しているが、その多くは外壁のひび割れなどの軽微なものであった。煙突の被害は橋南(北)・春採(北)で多く発生したことが読み取れる。大楽毛地区では図3.3.6、図3.3.7共に周辺の地区と比べると、やや大きな被害を示している。

3.3.3 室内空間の被害に関する地域分布

1) 両支庁における被害状況

図3.3.8に室内における家具の地震による転倒・移動の状況を示す(複数回答)。各図中、1Fと記したものは戸建ての1階または集合住宅で居住階が1階の場合、2Fは戸建ての2階以上の部屋または集合住宅で居住階が2階以上の場合を示している。両支庁を通じて1、2階とも細高い本棚の転倒が顕著であり、釧路では約1/3、十勝でも1/5の家庭で転倒している。2段タンスやテレビといった2段重ねの家具は10～20%程度落下している。机や冷蔵庫などは転倒はしないものの、かなり多くの物が移動している。総体的に見ると、いずれの家具も釧路では約半数が、十勝では約1/3が転倒または移動している。家具の転倒や移動は1階より2階の方がやや多くなる傾向を示している。

図3.3.9 は1階(居住階)および2階の室内での家具の転倒の程度、収納物の家具からの落下状況、室内散乱の程度を示す。家具の転倒の程度は釧路の方がかなり高く、40%程度の家庭で何らかの家具が転倒している。一方、家具からの落下はほとんどの家庭で発生しており、釧路と十勝では、その程度にあまり差は見られない。食器棚の戸の有無による落下の程度はほぼ同等であり、強い振動により棚の戸が開き、収納物が散乱したことがうかがえる。室内散乱の程度についても釧路の方がやや大きくなる傾向を示している。しかし、室内散乱は両支庁を通じて広い地域で発生し、部屋が全く散乱しなかったと答えた人は10

%に満たない。

勤務先については、所在地は釧路支庁では橋北・鉄北の釧路市中心部と釧路町に、十勝支庁では帯広市の中心部と池田、本別（共に中川郡）に多い。建物は木造在来構法の2階建てが多いが、約30%が鉄筋コンクリート造、15%は鉄骨造である。図3.3.10、3.3.11には執務階の事務機器の転倒・移動の状況および室内の散乱の程度を示す。勤務先における本棚やキャビネットなどの転倒・移動の程度は住宅に比べると著しいが、これは建物の構造や階数、床の仕上げの状況などに関係するものと思われる。しかしながら、住宅に比べスペースの余裕は大きいため、家具の転倒・室内散乱による閉塞度は住宅よりはやや低くなっている。

2) 釧路市内における被害分布

ここでは、家具の転倒・移動および室内の散乱の釧路市内における地域分布についてまとめる。各家庭の家具の転倒・家具や机上の物の移動（滑り）については各家具の転倒・移動状況より、室内の散乱状況については収納物の落下の程度、室内の散乱面積などのアンケート結果を用いて、レベル0（被害無し）から4（重い被害）までの5段階に評価することを試みた。各レベルの評価は2.3.3項に示した高校におけるアンケートの集計の場合と同じ判定規準を用いて行なった。

これらの結果をもとに図3.3.12(a)には家具の転倒に関して、(b)には室内の散乱状況に関して、それぞれの被害の地域分布を示した。家具の転倒に関しては、レベル2以上の大きな被害は局所的に発生しており、その多くは湿原を埋め立てた場所や河川の縁などの地盤が軟弱であろうと考えられる場所で発生しているように見て取れる。また、洪積台地上の春採(西)にも被害が集中している。一方、橋南(北、南)や春採(北)では構造被害は大きかったが、家具は転倒しなかったケースも見られる。沖積地の西方（鳥取・大楽毛地区）では家具の転倒はほとんど発生していない。室内の散乱については洪積台地上や湿原に近い地区で多く発生している。しかし、家具の転倒に比べると被害は全市域に広がっており、ほとんどの地域でレベル2程度の散乱が発生している。

家具の転倒、家具の移動、室内散乱のそれぞれの評点を、各地区で平均して図3.3.13に示した。各項目のうち1Fと記したものは戸建ての1階または集合住宅で居住階が1階の場合、2Fは戸建ての2階以上の部屋または集合住宅で居住階が2階以上の場合を示している。室内の散乱については春採(西)・橋南(北、南)で平均2以上の値を、ついで春採(北)、愛国(北、南)、釧路町が大きな値を示した。家具の移動についてもほぼ同様の傾向を示した。しかし、散乱の大きかった地区のうち、春採(西)では家具の転倒も2程度であったのに対し、春採(北)や橋南(南)では転倒は1以下の小さな値であった。この様に、釧路川以東の地区では散乱のみが卓越して発生する地域、家具の転倒も同時に発生する地域がそれぞれ存在することが読み取れる。1階と2階以上の被害の傾向はほぼ似通ったもの

となっている。

これまでに述べてきた被害の地区別の分布特性をまとめると概略以下の通りとなる。構造被害は、橋南(北)、春採(北)で最もひどく、ついで洪積台地上のその他の地区の順となった。また、橋北地区でもやや大きな被害を生じた。家具の転倒は橋南(北)や春採(西)で多く発生し、ついで湿原近傍の鳥取(北)に多く見られた。一方、室内の散乱は洪積台地上の各地区の程度が大きかったが、転倒被害と比べると春採(南)では被害は小さく、逆に橋南(南)では被害が大きかった。また、橋北の2階以上や愛国地区でもやや大きな被害が発生していた。

2.3.3項で示した高校におけるアンケートの結果と被害分布を比べてみると、若干の差異が見られるものの概略良く一致している。2つのアンケート調査では、その手法も集計の仕方もまちまちであったが、同様の結果を得られたことで、この結果がおおよそ実際の被害状況を表しているものと考えられよう。

3.3.4 室内空間における地震被害の防止対策

図3.3.14は、家具の転倒・収納物の落下などを防止し、室内空間の被害を軽減するために、どのような対策がとられたかについて、釧路沖地震に関して地震前と地震後にわけて示している。地震前から家具を固定している家庭は若干見られるが、図3.3.8からもわかるように食器棚、タンスなどに対してであり、転倒可能性の高い2段重ねのタンスやテレビを固定している家庭は少ない。しかし、地震後ではその3倍近くの家庭が家具を固定すると答えている。一方、多くの家庭では、家具の上に安定の悪い物や危険物を置かない、食器棚の扉のノブを止めるなどの被害に即応した対策を地震後いち早く行っている。地震による室内の被害の復旧にかなりの日数を要した経験からでた判断であろう。また、危険物を高いところに置かないという処置は室内散乱の防止のみならず、避難通路の確保や火災防止の観点からも容易で、かつ、有効な対策の一つであろう。

3.4 日本海中部地震の被害の分析

能代市に対する調査では教育委員会および自主防災組織を通じて調査票の配布・回収を行った。教育委員会のルートから2520票、自主防災組織のルートから880票の回答が寄せられた。これらの回答者のうちの90%が一戸建ての木造住宅に居住している。ここでは、前項の釧路市における被害と比較しながら、能代市の構造被害、室内被害の特徴について述べる。

3.4.1 構造被害の分析

日本海中部地震による構造被害に関する結果を図3.4.15に示す。構造被害のレベルは、釧路沖地震の場合は建物全体の評価に構造各部の被害を加味して決定したが、能代市の場合は構造各部の被害レベル（レベル1～レベル5）の和を用いて、無被害からレベル4までの5段階に分けた。釧路市の場合（図3.3.4、3.3.7）と比較すると、全体的には、能代市の方が大きな被害レベルの件数は多い。また、各部の被害を見ると釧路では壁の被害が非常に多く、軸組や基礎の被害は多くなかったのに対し、能代では壁仕上げや軸組の被害に較べ、床や基礎などの被害の方が多かった。これからみると、被害の程度には若干差があるものの、釧路では振動による被害が、能代では地盤変状による被害が全般的には卓越していたものと考えられ、被害の傾向としてはかなり異なったものとなっている。

3.4.2 室内における被害の分析

図3.4.2に室内における家具の地震による転倒・移動の状況を示す（複数回答）。各図中、1Fと記したものは戸建ての1階または集合住宅で居住階が1階の場合、2Fは戸建ての2階以上の部屋または集合住宅で居住階が2階以上の場合を示している。釧路沖地震では、総体的に見ると、いずれの家具も釧路では約半数が、十勝では約1/3が転倒または移動していた。能代市では本棚や食器棚の転倒が多く、冷蔵庫はほとんど転倒していないなど、全体の傾向は釧路の場合と等しいが、転倒・移動した家具の割合は小さかった。転倒率は釧路沖地震における十勝支庁とほぼ同等程度、移動率は両支庁よりも低い結果となった。

図3.4.3は1階（居住階）の室内での家具の転倒の程度、収納物の家具からの落下状況、室内散乱の程度を示す。能代では、家具転倒の程度は釧路沖地震の際の釧路よりは小さく、十勝とほぼ同程度であった。散乱の程度は釧路沖地震における両支庁よりもかなり小さく、全く散乱しなかった家庭も30%以上存在する。このように日本海中部地震における能代市では構造被害のレベルは釧路地震の両支庁より大きかったにもかかわらず、家具の転倒・移動、室内散乱ともに低いレベルとなった。この原因は現在のところ特定できないが、構造物への入力地震動の周波数特性の差、地盤の液状化による構造物へ入力する加速度・速度の低減などが考えられよう。

3.5 室内における2次被害の特性とその生活への影響

都市防災の観点から都市建築物群の耐震対策や都市耐震計画を策定していくためには、構造被害などの直接被害を対象とするだけでなく、火災や負傷者の発生、避難不可能な

事態の発生などの建築空間における2次被害を対象とする必要がある。さらには、これらによって引き起こされる生活困窮や経済的困窮などの間接的な被害をも考慮することが重要であると考えられるが、この様な被害の多くは室内散乱などの被害に起因するものと考えられる。

ここでは、上述の2つの地震に関するアンケート調査の結果をもとに、室内における2次被害と構造被害・室内散乱との関係を明らかにする。さらには、これらの被害が住民の生活困窮や経済損失に及ぼす影響について考察を行う。

3.5.1 室内における2次被害の発生

1) 室内における火災の発生可能性

釧路沖地震のアンケート調査では、自宅における火災の発生に関して、発生した、発生しそうになった、発生する可能性（危険性）があった、の3ランクにわけて調査した。火災発生はなかったが、発生する可能性は53件（全体の13.1%）であった。その地域別の割合を構造被害、散乱被害の割合と共に図3.5.1に示す。割合の大きい地区では20%近くの値を示している。その地域分布はほぼ構造被害や散乱被害の傾向に一致している。表3.5.1には、発生原因および地震時の火器の利用状況を示す。夕食時は終わっていたためコンロの使用が少なく、出火しそうになった原因の半分以上はストーブの転倒やブトーブへ物が落ちることであった。また、その他にも灯油や給油管など大型ストーブに関する原因が8件あり、厳冬期の特殊性がうかがわれる。能代市の場合では、火災が発生したかのみ質問しており、火災発生の危険性については聞いていないので、火災発生の可能性までは分からなかった。微小な物を含め火災が発生したのは6件、全体の0.2%であった。表3.5.2には表3.5.1と同様に能代市における火器の使用状況を示す。釧路の場合とは、地震発生の時間・季節が異なるため、火器の使用状況は大きく異なる。釧路の場合とは逆に、地震発生が昼食時であったためコンロの使用が多く、暖かくなった時期であったためストーブの使用は少なかった。

図3.5.2には釧路沖地震に関して、構造被害・室内散乱と火災発生可能性の関係を示した。発生原因からも推測されるように、双方ともに火災発生に関しては大きな相関を持っていた。一部壊以上の被害を受けた家屋の3軒に1軒では火災発生の危険性があり、そのうちの1割程度は発生する寸前であったことがわかる。

2) 室内からの避難可能性

釧路沖地震のアンケート調査では避難可能性について4ランクにわけて調査した。図3.5.3の上段には、このうち、避難できなかった、避難するのにかなり時間がかかった、の2ランクに関して構造被害・室内散乱との関係を示した。避難可能性は構造被害とは明確

な関係は持たなかったが、室内散乱とは高い相関が見られた。散乱がレベル3の場合（ほぼ床全体に散乱した状態）では、6割が地震中には避難できず、そのうち半分は全く避難できない状況にあったことが分かる。避難可能性が阻害された理由を表3.5.3に記すが、理由としては大きく以下の3つに分けられる。

- a) 出入口が開かない、室内が散乱した、など地震被害によるもの
- b) 強い振動で動けない、暗くて動けない、など行動できない状態に置かれることによるもの
- c) 火の始末をする、家具を押さえる、など地震時のとっさの行動により避難の優先順位が低くなることによるもの

今回の地震では、夜間で、地震動が強かったこともあり、b)の理由が圧倒的に多かった。しかしながら、強い振動と室内散乱の程度には高い相関があったため、室内散乱と避難可能性の間に高い相関が見られたものと考えられる。これらの結果は、地震時における避難に関しては、自主的なものであれ、強制されたものであれ、地震時における人間の行動を考慮していく必要性が示唆するものである。

図3.5.3の下段には能代市における避難可能性について同様に示した。ここで、構造被害のレベルは、各部の構造被害の評点の平均値を算出し、これをもとに5つのランクに分けたもので、釧路沖地震の場合とはやや評価が異なっている。能代市の場合も避難可能性は構造被害とは明確な関係は見られなかったが、室内散乱とは相関がみられた。避難できなかった比率は釧路よりはやや小さかったものの、時間がかかった場合まで含めると2つの地震とも室内散乱との関係はほぼ同等となった。避難には種々の要因が考えられるが、これらの結果より、室内散乱は避難可能性とは強い関係を持っていることが明らかとなった。

3) 室内における負傷者の発生

図3.5.4上段には、釧路沖地震に関するアンケート回答者の中で、負傷者の発生した世帯の割合を示した。本アンケートの結果では、負傷者発生世帯率は6.2%となった。釧路市が行った意識調査（回答数1525）の結果⁴⁾では発生率は7.6%でありほぼ同程度であった。表3.5.4には負傷の原因を釧路市の調査の結果と共に示したが、火傷に関わる原因を除いて、ほぼ同様の傾向を示した。火傷については本アンケートの設問では「ケガ」とのみ表現したため、回答者が火傷とけがを区別してしまったことが考えられる。負傷者のうち、70%は割れたガラスなどによるものであり、ついで落下物・転倒物によるものであった。構造被害・室内散乱との関係を見ると、原因からも推測されるように双方共に高い相関が見られた。釧路沖地震では重い構造被害は少なく、それに伴う重度の負傷者も少なかったが、図3.5.4を見ると、構造被害に伴う室内内部の非構造部材の被害や室内散乱等が

ひどく発生すれば、15%程度の世帯で負傷者が出ることが示されている。

図3.5.4下段には同様に能代市について負傷者発生世帯率を示す。全体では2%程度と、釧路沖地震の場合よりはかなり小さかった。また、構造被害との関係ではあまり関係は見られなかったものの、室内散乱とは高い相関が見られた。ただし、おなじ散乱度に対する負傷者発生世帯率は釧路の場合の半分程度であった。

3.5.2 室内被害が生活困窮や経済損失に及ぼす影響

1) 生活困窮度

2つのアンケート調査では、生活に関する多くの項目について、それぞれどの程度困ったか（1：全く困らなかった～5：非常に困った、以後困窮度と呼ぶ）について質問した。図3.5.5には地震被害の大きかった釧路市の洪積台地上の地域とそれ以外に分けて、それぞれ困窮度の平均値を示した。釧路沖地震については、両地域で共通して、連絡ができない、電話が使えないなどの通信・連絡に関する困窮および余震への不安が高い値を示している。次に、家や家具の修理・片付けが大きな困窮度を示し、他の項目の困窮度は低かった。しかし、被害の大きかった地域では、ライフラインの被害に伴って入浴できない、調理できないなどの困窮度がやや高くなっている。ライフラインの地震被害が大きな場合は実際の生活に即した部分での困窮が高くなるが、本地震の場合のように、ライフライン系の被害がそれほど大きくない場合には、心理的な困窮や居住空間に関する被害による困窮が卓越するものと考えられる。ある程度の頻度で発生し得る小中規模の地震による生活困窮は、家屋や室内の被害に起因する可能性が十分にあるものと考えられる。図3.5.6には同様に能代市の場合を示した。いちばん困窮度が高かったのは余震への不安であり、次いで、入浴できない・洗濯できない・飲み水がない等、水の不足に関するものであった。日本海中部地震により能代市では広い地域で断水が生じ、完全復旧には1カ月以上かかったことが、生活困窮に反映したものであろう。そのつぎにレベルが高かったのは家の中の片付けであり、続いて、家の修理に関する困窮度も高いレベルにある。このように、ライフラインの被害により通常の生活支障が発生している中でも、家屋に関しても困窮度はかなり高いレベルにあることが示されている。

図3.5.7には家や家具の片付けに関する困窮度と構造被害・室内散乱との関係を示した。2つの地震の双方に関して、構造被害・室内散乱と困窮度との関係にはきわめて高い相関が見られる。被害レベルと困窮度の関係は2つの地震でほぼ同等であり、室内散乱については、2つの地震ともレベル3になるとほとんどの人が困難を感じるようになり、20%以上の人が非常に困ったと回答している。また、構造被害についても釧路沖地震の一部壊と日本海中部地震のレベル2が困窮度の上ではほぼ等しいレベルとなっている。

2) 生活の復旧時間と費用

2つのアンケート調査では、家屋と室内（家財）の復旧に要した時間と費用について質問した。図3.5.8にはそれらの結果のうち、家屋の復旧時間について構造被害と、室内状態の復旧時間について家具の転倒・室内散乱との関係を示した。全ての関係について高い相関が見られた。家屋復旧と構造被害レベルとの関係に関しては、2つの地震ともほぼ同等の関係を示し、困窮度との関係と同様に一部壊以上とレベル2がほぼ同じ復旧時間となっている。構造被害が一部壊（レベル2）以上であった世帯の4割で、家屋の復旧に2週間以上かかっている。室内被害のレベルとの関係に関しては、2つの地震ではやや差があった。室内状態は他の項目に較べると記憶に残りにくいとも考えられるので、10年前のことと、数カ月前のことでは差が出ることも考えられよう。室内状態に関しては、復旧時間は全般的には家屋に関するものよりは少なくなっている。また、家具の転倒が生じた場合の方が復旧時間は大きくなる傾向にあり、転倒がひどくなると、復旧時間は1～2週間かかる場合が多くなっている。

図3.5.9には同様に復旧費用に関して示した。復旧時間と同様に全ての関係について高い相関が見られた。家屋と構造被害レベルとの関係に関しても、同じく、一部壊以上とレベル2がほぼ同じ復旧費用となっている。構造被害が一部壊（レベル2）以上の家屋のうち2割が100万円以上、3割が20-100万円かかっており、各世帯の経済的負担は少なくなかったことが読み取れる。室内状態の復旧費用に関しても2つの地震でかなり良い一致がみられた。また、室内の復旧費用も全般的には家屋の復旧費用よりは少なくなっている。また、家具の転倒が生じた場合の方が費用も大きくなる傾向にあり、家具の転倒がレベル3になると費用が100万円を越える場合が見られる。

このように、今回調査した2つの地震に関しては、発生した構造被害や室内被害のレベルに応じて、その世帯では日常生活に大きな支障が生じていることがわかる。また、被害レベルと種々の困窮の程度との関係は、地震によらずほぼ一定の傾向を示すことが明らかとなった。現状では、2つの地震の被害についてのみ検討を行ったものであり、一般的な傾向を導くにはさらなるデータの蓄積が必要である。また、これらの関係を明らかにすることにより、被害レベルを統一された尺度で評価できれば、これを用いて生活困窮、経済的困窮を評価することが可能となろう。

3.5.3 構造被害・室内被害の生活への影響

これまで触れてきた生活困窮と各種被害の関連を統計的に調べるため、釧路沖地震の結果について、数量化理論のⅡ類を用いて分析を行い、表3.5.5にその結果を示した。説明変数としては、構造被害、室内散乱に、ライフライン被害を表すものとして、被害の比較的大きかった水とガスの回復時期に関するアンケート結果を加えた。また、アンケート項

目のうち、生活全般の回復時間についても分析を行った。図中、斜字の数字は各カテゴリーのレンジと偏相関係数を、その他の数字はカテゴリースコアを示す。レンジや偏相関係数を比較すると、家屋の復旧時間や費用に関する結果では、構造被害は他のものに比べ大きな値を示し、影響度が強いことを表している。室内の復旧に関しては構造被害と室内散乱がほぼ同程度の値を示している。ただし、生活全般の回復を見ると、4つの説明変数の影響度はほぼ同等であった。日常の生活全般に関してはライフラインの被害の影響は大きいと考えられるが、今回の地震ではライフラインの被害が比較的小さく、相対的に構造被害、室内散乱の影響度が高まったものと考えられる。この分析の結果得られた各変数のカテゴリースコアを用いて、種々のカテゴリーの組み合わせにおけるトータルスコアを求めれば、その条件下における種々の困窮度を求めることができよう。また、多くの地震被害についてこのような処理を行えば、ある程度定量的な評価が可能になるものと考えられる。

3.6 修理状況から見た建物被害の分析

3.6.1 調査の方法

本節では、アンケートの回答から、建築士会の会員が今回の地震で被害を受けた建物の修理に関わった物件について、被害建物の修理状況を集計しまとめた。

今回の調査では、修理に関わった物件について、被害の大きかったものから4件までを記入してもらった。被害建物の実態を把握するため、質問項目は、建物種別、構造種別、建物階数、所在地（町名番地）、修理内容、修理に要した日数、概算修理費の7件を用意し、修理内容については各物件で最大3件まで記入できるようにした。アンケートの回答には同一建物が重複して記入されている可能性があったため、ここでは建築士会の会員同士の勤務先が同じである場合、修理建物の所在地・修理日数・修理費が同じである場合などから判断して、物件が同一であると見なされるものは削除した。但し、設計監理者と施工者との重複、あるいは市役所職員側からと企業側からのそれぞれの建物の修理・復旧への関わりなどによっては、重複の可能性は若干残っていると考えるべきである。

3.6.2 修理建物に関する集計結果

1) 回答された修理建物の集計

回答者が地震後に修理に関わった建物のデータをもとにまとめた建物所在地区・構造別の建物数集計を表3.6.1に示す。建物修理件数を地区別に比較すると、釧路では、橋南（北・南）地区と橋北地区に集中しており、春採（西・北・南）地区、標茶町、浜中町がそれ

に続く。十勝では、帯広市と中川郡に修理件数が多い。構造別では、木造(W)が44%で最も多く、鉄骨造(S)が30%と意外に多いことがわかった。鉄筋コンクリート造(RC)が19%で、これら第3位までは釧路と十勝で順位も比率もほとんど同じとなっている。第4位以降は、鉄骨鉄筋コンクリート造(SRC)、コンクリートブロック造(CB)、およびそれらの合成構造(CB+W, RC+S, RC+CB)などが続くが数は少ない。木造被害の修理は橋南(北・南)・春採地区あたりで比較的多い。これは今回の地震による木造住宅の被害が、釧路市では、沖積層の厚い愛国地区や鳥取地区では少なく、洪積台地である橋南・春採地区に多いという調査結果に対応した傾向である。それに加えて、鉄骨造・鉄筋コンクリート造の被害の修理が橋北地区に多いことが特徴として出ている。橋北地区は商業地域で住宅は少ないため、鉄骨造や鉄筋コンクリート造に比して、木造被害はあまり報告されていない。

用途・構造別の建物数集計を表3.6.2に示す。木造1戸建て住宅の修理は釧路71件、十勝62件で最も多いが、鉄骨造の店舗・事務所建築の修理も目立っている。商業施設は、地震災害についての総合的な調査が少ないため、その被害は見落とされがちであるが、非住家の被害がかなり発生していたことがわかる。

構造・階数別の建物数集計を表3.6.3に示す。階数別被害件数では2階建てが釧路・十勝とも55%で過半数を占め、1階建てと3階建てがそれぞれ第2位・第3位となっているが、ほぼ同数である。木造は、3階建てが2件だけあるが、2階建ての修理件数が圧倒的に多い。鉄骨造は1～3階建て、鉄筋コンクリート造は2～5階建てに修理件数が多い。鉄骨鉄筋コンクリート造は8～10階建ての中高層建物に被害が出ている。

2) 建物の修理費・修理日数集計

釧路・十勝の地域別の建物修理費集計を図3.6.1に、修理日数集計を図3.6.2に示す。アンケート回答における1棟当たりの平均修理費は744万円である。建物修理件数では、釧路は十勝に比べ1.3倍弱であるが、修理費の平均額は釧路892万円、十勝555万円で、釧路は十勝の約1.6倍となっている。また釧路は、被害総額では十勝に比べ2倍強となっており、また金額は1億円台までと幅の広がりも大きい。十勝は金額が1千万円以下の低い方に集まっている。修理に要した日数もそれに応じた形になっており、1棟当たりの平均修理日数は、全体で18日、釧路だけでは23日、十勝では13日と釧路の約半分の日数である。釧路は7日までの37%で、それ以上60日までの範囲で件数の変動があまりないのに対して、十勝では7日までの54%で、それ以上の日数のものは急に減少する傾向にある。

構造別の建物修理費集計を図3.6.3に、修理日数集計を図3.6.4にそれぞれ示す。構造別に見ると、修理件数が木造180件、鉄骨造122件、鉄筋コンクリート造76件、鉄骨鉄筋コンクリート造13件(以上4種の構造で391件、全体の96%を占める)と、順に少なくなっていくのに対して、平均修理費は木造171万円、鉄骨造948万円、鉄筋コンクリート造1228万円、鉄骨鉄筋コンクリート造4254万円と段々に大きくなり、鉄骨鉄筋コンクリート造は木

造の20倍以上の額を要している。また平均修理日数は、木造11日、鉄骨造21日、鉄筋コンクリート造28日、鉄骨鉄筋コンクリート造49日で、木造以外の構造の修理には、木造の2～5倍の日数を費やしている。

地区別では修理費の総額・平均額とも多いのは、橋南(南)地区、次いで橋北地区である。これらの地区では鉄骨造、鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造などの修理費用の高い建物件数が多いことによる。また、標茶町・浜中町・釧路町や、鳥取・大楽毛地区では、数は多くないけれども工場・学校・体育館などの規模の大きい建物が修理対象物件となっているため、平均額が高くなっている。帯広市の中では、鉄骨鉄筋コンクリート造の店舗、鉄骨造のホテルが、各1件含まれているため平均額がやや高くなっているが、十勝の他の建物の修理費は釧路と比べて全体に少額である。

用途別では、1戸建て住宅の復旧費は300万円以下が大半であるが、鉄骨造ならびに鉄筋コンクリート造の事務所では1000万円を越える場合もある。鉄骨造を中心とする工場や、主に鉄筋コンクリート造の庁舎は300万円から1億円台の修理費を要している。

3.5.3 建物の修理内容

修理内容としては全体的に壁の修理が多い。木造では、外壁修理を明記してあるものだけで、全180件中91件と半数を占める。他には、浴室タイルや、内壁クロス張り替え、窓ガラスの破損、集合煙突の被害が比較的多い。鉄骨造の修理内容は、外壁が全122件の内59件と約半数でやはり圧倒的に多い。その中ではALC版の破損調整が24件記載されており目立っている。他には、壁の亀裂やタイルの補修、天井、窓ガラス、内壁、エクspansions・ジョイント、壁や屋根のブレースの修理などがある。鉄筋コンクリート造では、内・外壁の亀裂、ガラスの破損などと共に、エクspansions・ジョイントの破損が全76件中11件もあり目立っている。鉄骨鉄筋コンクリート造では外壁のタイルの亀裂や剥離が半数示されており多い。

木造住宅の剛性から考えると、外壁にモルタル系の材料を使用する場合には多少の被害は避けられず、サイディングなどの材料を利用し、十分な接合法を採用するなど、材料工法の開発が防火被覆との関連で重要である。橋北地区の鉄骨造に見られるように、木造と同様、鉄骨造の壁剛性も架構の剛性と差があるため被害を受け易く、工法の工夫が望まれる。特に鉄骨造外壁のALC版の取り付け方法は改良される必要があろう。

3.7 まとめ

本章では、通常の被害調査では得られにくい室内における被害状況や生活支障を明らか

にするために行われたアンケート調査の方法について述べた。次に、釧路沖地震と日本海中部地震に関して行ったアンケート調査による建物被害の地域分布特性についてまとめた。さらに、室内における散乱や家具転倒などの被害の発生状況、室内における火災や負傷者の発生などの2次災害の状況、室内被害と生活困窮との関連についても明らかにした。また、行政体による被害統計には現れにくい非住家の被害についてアンケート調査による修理状況からまとめた。以下に各節毎の要約を記す。

3.2節では多くの地震に適用可能で、地震被害を総合的に評価することのできるアンケート調査の方法についてまとめた。

3.3節では、釧路沖地震に関するアンケート調査の結果を基に釧路市域における建物の構造被害および家具の転倒・室内散乱などの室内被害の分布特性を明らかにした。構造被害は釧路市内の旧釧路川以東の台地上の地区で集中して発生し、一方、旧釧路川以西の沖積地や湿原付近の埋立地および十勝地方では被害率はあまり高くなかった。これらの傾向は、釧路市などのまとめた被害統計による被害分布の傾向とも良く一致した。

また、家具の転倒や室内散乱などの室内被害については、地区によって建物の構造被害に比べて家具の転倒や室内の散乱等が激しく発生していることが明らかとなった。これらの室内被害は、家具の転倒が顕著な地区や室内の散乱が顕著な地区が存在するなど、非常に複雑な被害分布性状を示していることが明らかとなった。

3.4節では同様の手法で行ったアンケート調査の結果を基に、日本海中部地震による能代市における構造被害・室内被害を同様の形にまとめた。被害発生の傾向は釧路沖地震の場合とは非常に異なり、特に、室内被害のレベルは釧路に比べて非常に低かったことが明らかとなった。

3.5節では釧路市・能代市について、アンケート調査の結果より、室内における2次災害の発生状況とその原因、被害と構造被害・室内散乱との関係、被害と生活困窮との関連などについてまとめた。

その結果、火災の発生・室外避難の阻害・負傷者の発生などの室内における2次的な被害は、建物の構造被害・室内被害の程度に大きく依存していることが明らかとなった。また、同様に建物に関する生活困窮度や経済損失も、構造被害・室内被害の程度と高い相関を持っていることが明らかとなった。これらの関係については、より多くのデータを分析すれば、数量化理論などにより定量的な評価も可能となるものと考えられる。

3.6節では、アンケート調査結果のうち、被害を受けた建物の修理に関わった物件につい

て集計を行って考察を加えた。地震時の被害率は一般に住宅を対象として自治体などで調査されているが、商業施設の被害率については組織的調査は少ない。ここに取り上げた建築士による修理状況から、この種の被害は相当数になると予想される。より一般的な修理・補強対策を立てるためには非住家の被害の内容についても統計的な把握が望まれる。

以上をまとめると、本章で示したアンケートを用いた地震被害の評価方法により、建物被害、室内被害、室内における2次被害、生活困窮、経済損失などが総合的に評価することが可能であることが明らかとなった。また、異なる地震による被害についても同様の尺度で評価が可能であることが示された。今後、多くの被害例に適用し、より多くのデータを蓄積することが可能ならば、被害発生の一般的なメカニズムを明らかにすることができ、さらには数量的な評価も可能となるであろう。

3章 参考文献

- 1) 藤原悌三・亀田弘行・林 春男・岩井 哲・北原昭男・能島暢呂：1993年釧路沖地震による都市施設被害と生活支障－アンケート調査報告－、建築学会構造系論文集、第464号、pp.81-90、1994.10
- 2) 岩井 哲・北原昭男・亀田弘行：1983年日本海中部地震による能代市の被害の再評価のための質問紙調査－家屋被害集計結果－、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅰ、1994.9
- 3) 村上ひとみ・岡田成幸・坂井 忍：1993年釧路沖地震の人間行動調査、建築学会大会梗概集、pp.39-40、1993.9
- 4) 釧路市：平成5年釧路沖地震意識調査報告書、1993
- 5) 鏡味洋史：1993年釧路沖地震による被害の調査研究、文部省科学研究費突発災害調査研究成果、1994.3
- 6) 能島暢呂：1993年釧路沖地震におけるライフライン系の被害と復旧、第21回地盤震動シンポジウム「釧路沖地震」、1993.11
- 7) 亀田弘行・能島暢呂・盛川 仁・林 春男・渡辺千秋：第7章ライフライン、釧路沖地震被害調査報告、土木学会耐震工学委員会、pp.31-38、1993.3.
- 8) 藤原悌三・鈴木祥之・北原昭男・菅野悦也：釧路市内の木造建物の耐震性、建築学会近畿支部研究報告（構造系）、PP.269-272、1994.6
- 9) 若松加寿江：1993年釧路沖地震における宅地造成地の地盤変状と被害、第22回地震工学研究発表会講演概要集、pp.403-406、1993.7

表3.3.1 回答者の住宅に関する統計

	釧路	十勝		釧路	十勝
【建物種別】			【建物階数】		
一戸建て	129	186	1階	15	33
集合住宅	25	24	2階	134	181
店舗併用	4	11	3階	7	5
その他	6	2	4階以上	10	4
【建築年】			【居住階】		
1950以前	3	2	1階	55	113
1951-1960	3	6	2階	49	40
1961-1970	18	30	3階	4	3
1971-1980	70	80	4階以上	4	0
1981-1990	50	77			
1991以後	6	19			
【構造種別】			【回答者年齢】		
木造在来工法	133	158	20代	10	9
木造壁式工法	3	7	30代	34	49
R C造	17	12	40代	63	82
鉄骨造	2	2	50代	34	45
その他	5	33	60代	18	29
			70以上	6	5

表3.3.2 アンケート回答数と国勢調査による世帯数の割合の比較

地区名	存採	橋南	橋北	鉄北	愛国	鳥取	大楽毛	全域
アンケート 回答数	31	28	3	23	25	17	6	133
割合(%)	23.3	21.1	2.3	17.8	18.8	12.8	4.5	100
国勢調査による世帯数	17190	14040	3205	11966	12798	9296	5665	74160
割合(%)	23.2	18.9	4.3	16.1	17.3	12.5	7.6	100

表3.5.1 火災発生の原因と地震時の火器の利用状況

火災が発生しそうになった原因	件数	地震時の火器の利用状況	件数
ストーブが転倒・移動	11	ストーブ	315
ストーブに物が落下	8	コンロ	26
コンロが移動	2	ボイラー	181
コンロに物が落下	0	ランプ	2
ローソク・ランプの転倒	0	その他	10
電線のショート	1		
灯油が溢れる	3		
給油管や排気管のはずれ	5		
ガスもれ	1		
その他	5		
計	36		

表3.5.2 火器の使用状況（能代市）

コンロ	633
ストーブ	148
風呂	7
ランブ	156
その他	105
無回答	1892

表3.5.3 避難できなかった理由（釧路市）

避難できなかった（時間のかかった）理由	
出入り口が開かなかった	7件
出入り口が家具などでふさがれた	9
室内が散乱した	35
けがをした	1
振動で動けなかった	79
振動で階段が降りれなかった	2
暗くて動けなかった	38
風呂などに入っていた	4
火の始末をしていた	5
家具が倒れないように押さえていた	4
外へ出ないほうがよいと判断した	4

表3.5.4 負傷の原因（釧路市）

けがの原因	本アンケートの結果	釧路市の調査結果
割れたガラスなどで	18 (72%)	63.8%
落下物・転倒物に当たって	3 (12%)	12.1%
つまずいたり階段から落ちて	2 (8%)	8.7%
ストーブなどの火で	0 (0%)	5.2%
鍋などの湯で	1 (4%)	19.8%
その他	1 (4%)	2.6%

表3.5.5 数量化2類による被害と困窮度との関係（釧路沖地震）

外的変数		困難の程度	日常に戻るまでの期間				復旧にかかった費用	
説明変数	カテゴリー	家や家具の片付け	家屋の状態	室内の状態	生活全般		家屋	家財
					洪氾台地	それ以外		
構造被害	被害なし	-0.261	-0.583	-0.388	-0.043	-0.382	-0.508	-0.355
	軽微な被害	0.326	0.551	0.608	-0.363	0.883	0.918	0.774
	一部壊以上	1.052	1.435	0.955	0.354	0.963	1.464	1.063
	(レンジ)	1.313	2.018	1.343	0.716	1.345	1.972	1.418
	(偏相関係数)	0.319	0.539	0.411	0.176	0.334	0.635	0.363
室内散乱	ほとんど散乱せず	-0.511	-0.221	-0.488	-0.420	-0.365	-0.230	-0.466
	半分程度に散乱	0.340	0.169	0.042	0.758	0.062	0.100	0.501
	床全体に散乱	1.139	0.326	0.906	0.383	0.741	0.563	0.878
	(レンジ)	1.651	0.547	1.394	1.178	1.106	0.792	1.344
	(偏相関係数)	0.453	0.195	0.445	0.295	0.264	0.321	0.376
水の利用が回復した時期	無被害	-0.010	-0.018	-0.043	-0.291	-0.077	-0.057	-0.082
	当日の深夜まで	-0.183	-0.015	-0.012	-0.218	-0.467	0.004	0.123
	それ以上	0.374	0.138	0.371	1.820	1.122	0.625	0.743
	(レンジ)	0.556	0.156	0.414	2.111	1.588	0.682	0.825
	(偏相関係数)	0.093	0.042	0.104	0.411	0.244	0.196	0.154
ガスの利用が回復した時期	無被害	-0.021	-0.079	-0.016	-0.187	-0.024	-0.006	-0.053
	6日目まで	0.421	-0.053	-0.544	-0.010	0.105	-0.308	0.331
	それ以上	0.188	0.807	0.369	0.208	0.708	0.184	0.680
	(レンジ)	0.442	0.886	0.913	0.395	0.733	0.493	0.733
	(偏相関係数)	0.061	0.208	0.114	0.136	0.082	0.070	0.130
相 関 比		0.412	0.427	0.437	0.333	0.286	0.577	0.354

表3.6.1 所在地区・構造別の修理建物数集計

a) 釧路										
地区	構造								総数	
	W	S	RC	SRC	CB	CB+W	RC+S	不明		
春採北	13	1	0	0	0	0	0	0	14	6%
春採南	7	4	1	0	0	0	0	0	12	5%
春採西	6	6	0	0	2	1	0	0	15	7%
橋南北	24	5	3	0	0	0	0	0	32	14%
橋南南	13	4	7	6	0	0	0	0	30	13%
橋北	7	9	12	2	0	0	0	0	30	13%
鉄北	3	2	3	1	0	0	0	0	9	4%
愛国北	2	0	0	0	0	0	0	0	2	1%
愛国南	2	4	1	0	0	0	0	0	7	3%
鳥取北	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0%
鳥取南	0	4	0	0	0	0	0	1	5	2%
大楽毛	1	2	0	0	0	0	0	0	3	1%
釧路市(不明)	2	9	6	0	0	0	0	1	18	8%
釧路町	1	1	0	0	0	0	0	0	2	1%
厚岸町	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0%
浜中町	7	2	2	1	0	0	1	0	13	6%
標茶町	7	6	2	0	0	0	0	0	15	7%
弟子屈町	2	0	1	0	0	0	0	0	3	1%
鶴居村	0	2	0	0	0	0	0	0	2	1%
阿寒町	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0%
白糠町	0	1	1	0	0	0	0	0	2	1%
音別町	3	0	0	0	1	0	0	0	4	2%
中標津町	0	2	0	0	0	0	0	0	2	1%
別海町	1	2	0	0	0	0	0	0	3	1%
不明	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0%
総数	101	67	42	10	3	1	1	2	227	100%

b) 十勝										
地区	構造								総数	
	W	S	RC	SRC	CB	RC+CB	RC+S	不明		
帯広市	18	23	5	2	0	1	1	1	51	28%
河西郡	7	1	2	1	0	0	0	0	11	6%
広尾郡	3	4	6	0	1	0	0	0	14	8%
中川郡	38	15	9	0	1	0	0	0	63	35%
十勝郡	5	0	0	0	0	0	0	0	5	3%
足寄郡	0	1	0	0	0	0	0	0	1	1%
加東郡	3	7	8	0	2	0	0	1	21	12%
上川郡	5	1	1	0	0	0	0	0	7	4%
不明	0	3	3	0	0	0	0	0	6	3%
総数	79	55	34	3	4	1	1	2	179	100%

表3.6.2 用途・構造別の修理建物数集計

a) 釧路

建物用途	W	S	RC	SRC	CB	CB+W	RC+S	不明	総計
一戸建住宅	71	3	1	0	1	1	0	1	78
店舗	6	19	1	1	0	0	0	0	27
事務所	2	7	11	1	0	0	0	0	21
共同住宅	9	1	7	0	0	0	0	0	17
店舗併用住宅	6	5	2	0	0	0	0	0	13
工場	0	7	1	0	0	0	0	0	8
学校	1	3	3	0	0	0	0	0	7
倉庫	1	3	1	0	1	0	0	0	6
体育館	0	4	1	0	0	0	1	0	6
病院	1	0	2	3	0	0	0	0	6
公共建物	0	1	1	3	0	0	0	0	5
庁舎	0	0	3	1	0	0	0	0	4
料・旅館	2	0	0	0	0	0	0	0	2
保育園	0	2	0	0	0	0	0	0	2
その他	1	6	6	1	1	0	0	1	16
不明	1	6	2	0	0	0	0	0	9
総計	101	67	42	10	3	1	1	2	227

b) 十勝

建物用途	W	S	RC	CB	SRC	RC+CB	RC+S	不明	総計
一戸建住宅	62	7	1	1	0	0	1	1	73
学校	1	4	9	0	0	0	0	1	15
店舗	4	7	1	0	1	0	0	0	13
事務所	3	7	2	0	0	0	0	0	12
店舗併用住宅	3	3	2	0	0	0	0	0	8
共同住宅	1	2	2	0	1	1	0	0	7
庁舎	0	0	5	1	0	0	0	0	6
料・ビル	0	2	1	0	0	0	0	0	3
公共建物	1	0	2	0	0	0	0	0	3
工場	0	3	0	0	0	0	0	0	3
寺院	1	1	1	0	0	0	0	0	3
体育館	0	2	0	0	1	0	0	0	3
病院	2	0	1	0	0	0	0	0	3
料・旅館	0	2	0	0	0	0	0	0	2
倉庫	0	2	0	0	0	0	0	0	2
その他	0	9	5	2	0	0	0	0	16
不明	1	4	2	0	0	0	0	0	7
総計	79	55	34	4	3	1	1	2	179

表3.6.3 構造・階数別の修理建物数集計

a) 釧路												
構造	階数										不明	総数
	1F	2F	3F	4F	5F	6F	8F	9F	10F			
W	11	86	2	0	0	0	0	0	0	2	101	44%
S	24	28	12	2	1	0	0	0	0	0	67	30%
RC	0	7	6	14	10	1	0	0	1	3	42	19%
SRC	1	1	1	0	1	0	1	2	3	0	10	4%
CB	2	0	0	0	0	0	0	0	0	1	3	1%
CB+W	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0%
RC+S	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0%
不明	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2	1%
総数	38	124	21	16	12	1	1	2	4	8	227	100%
	17%	55%	9%	7%	5%	0%	0%	1%	2%	4%	100%	

b) 十勝												
構造	階数										不明	総数
	1F	2F	3F	4F	5F	6F	7F	8F	10F			
W	11	67	0	0	0	0	0	0	0	1	79	44%
S	13	17	9	3	3	5	3	0	1	1	55	31%
RC	1	12	13	3	1	1	1	0	0	2	34	19%
SAC	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	3	2%
CB	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	4	2%
RC+CB	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	1%
RC+S	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	1%
不明	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	2	1%
総数	28	98	25	6	5	6	4	1	1	5	179	100%
	16%	55%	14%	3%	3%	3%	2%	1%	1%	3%	100%	



図3.3.1 釧路支庁・十勝支庁の回答者分布

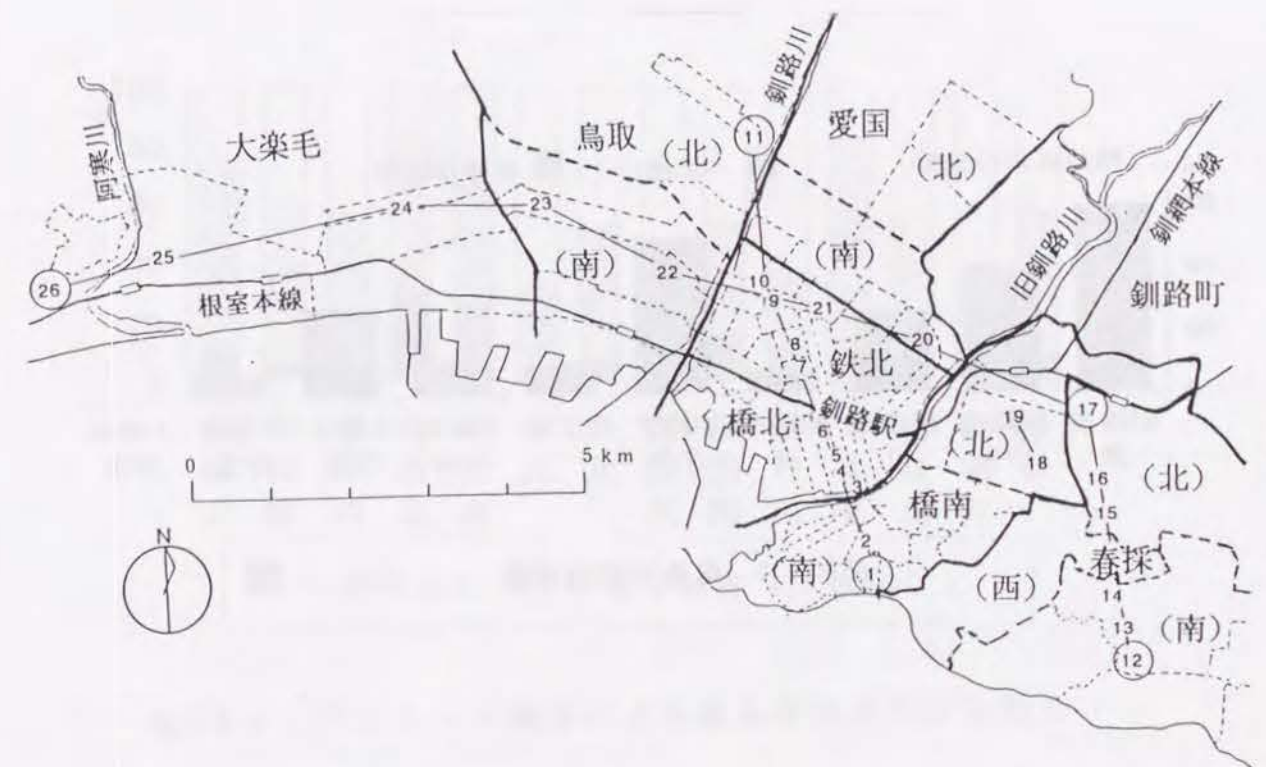


図3.3.2 釧路市における地区区分

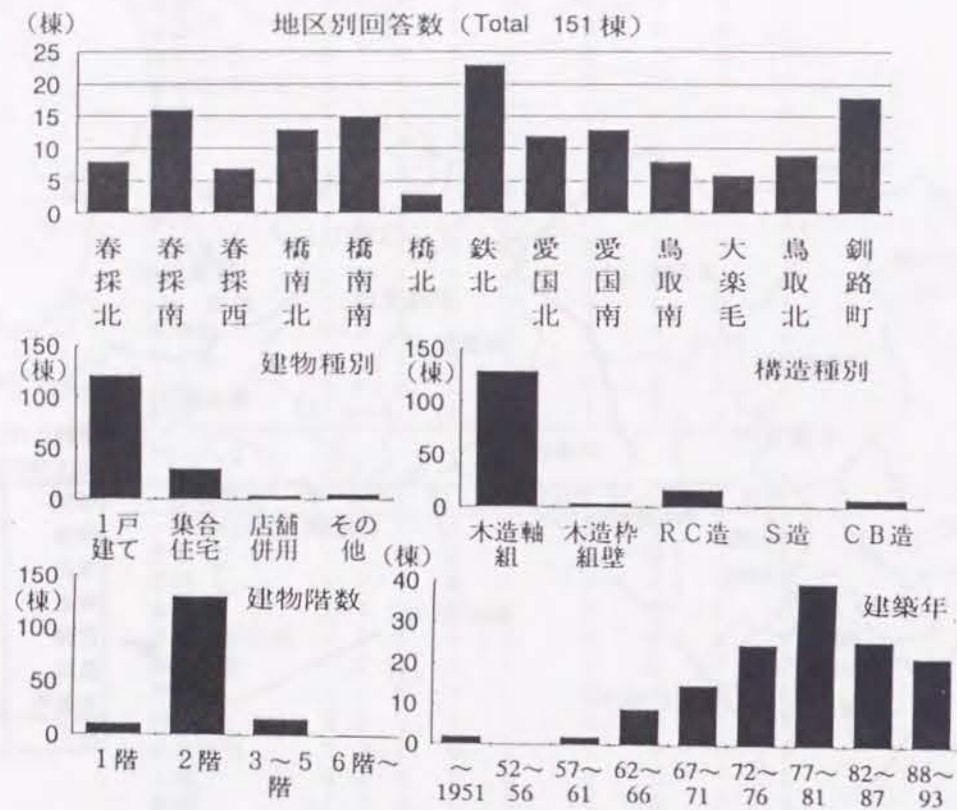


図3.3.3 釧路市における回答者の情報

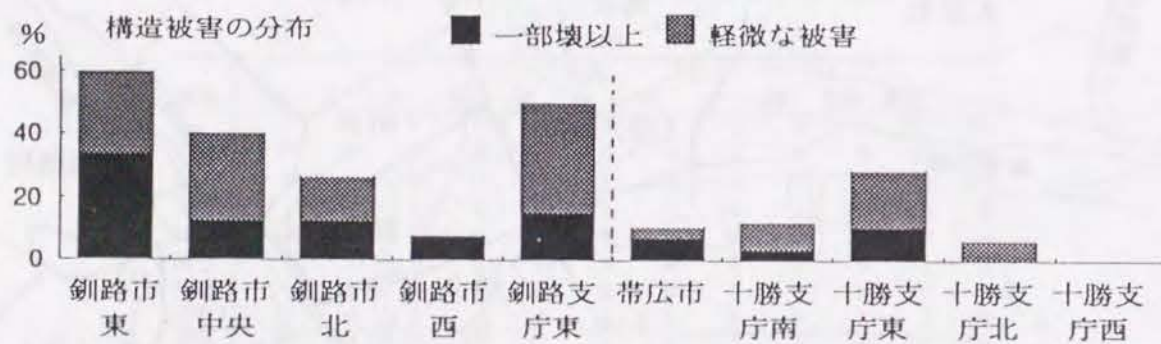


図3.3.4 構造被害の分布



図3.3.5 アンケート調査による構造被害の分布

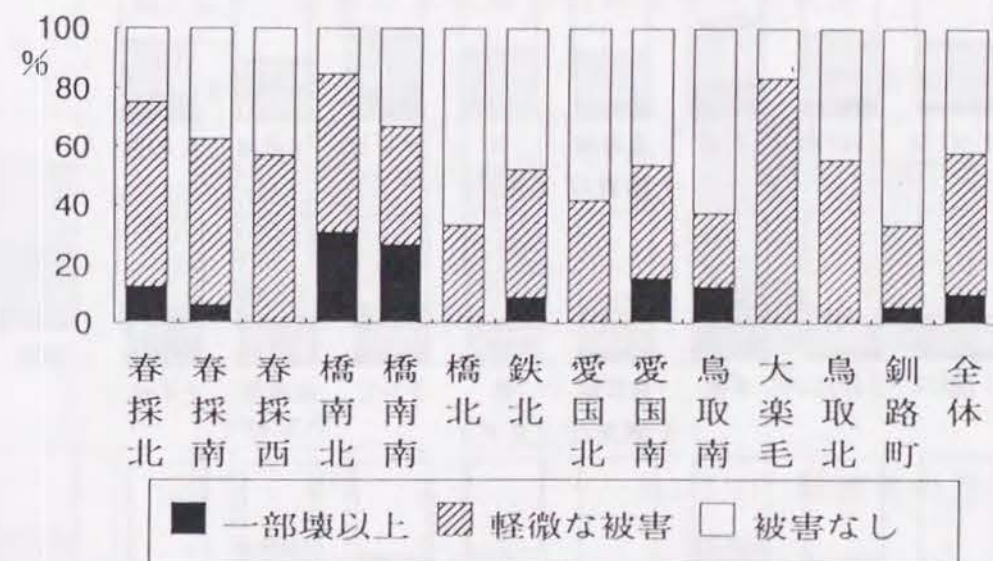


図3.3.6 アンケート調査による構造被害の地区別割合

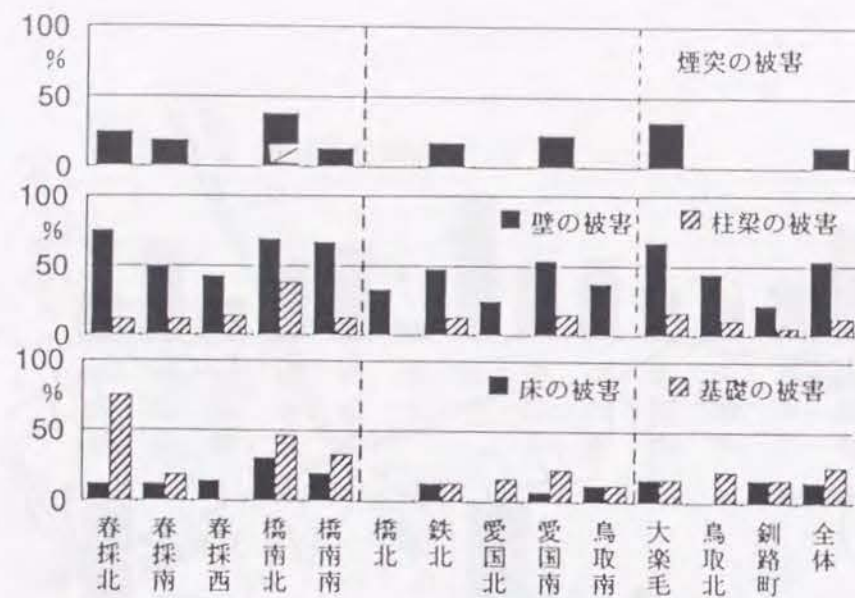


図3.3.7 アンケート調査による構造各部の被害の地区別割合

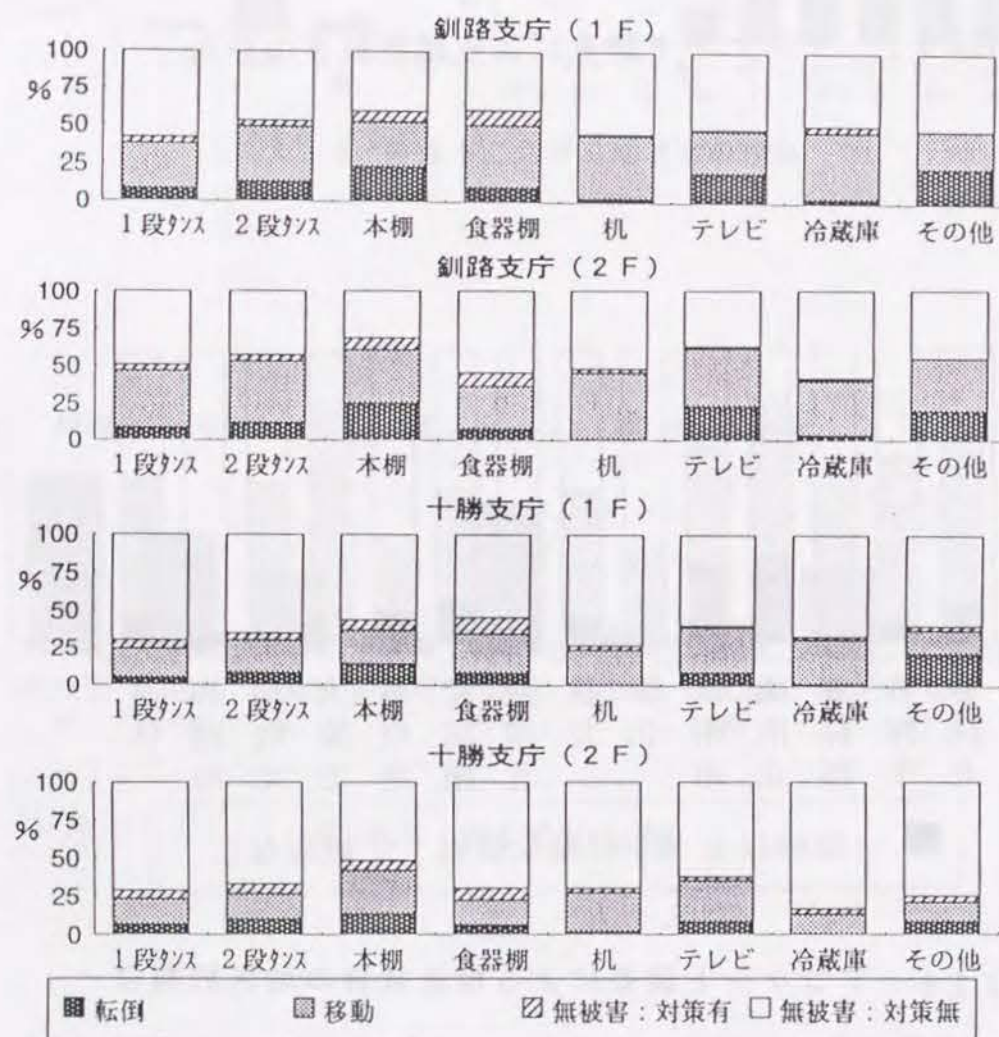


図3.3.8 住家における家具の転倒・移動状況

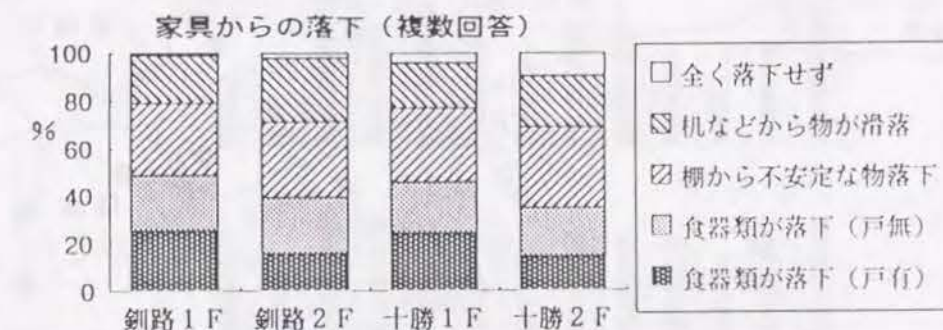
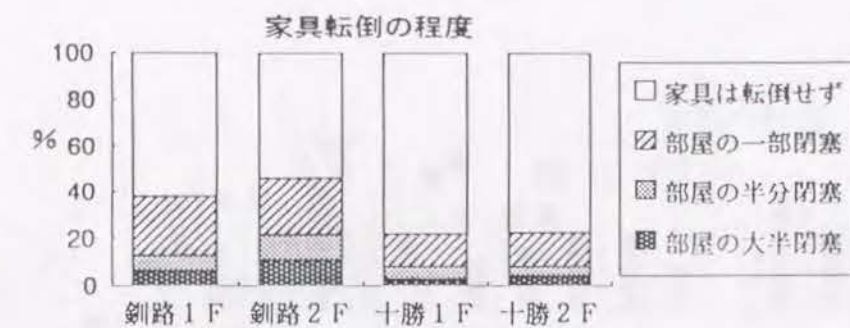


図3.3.9 住家における室内被害の発生状況

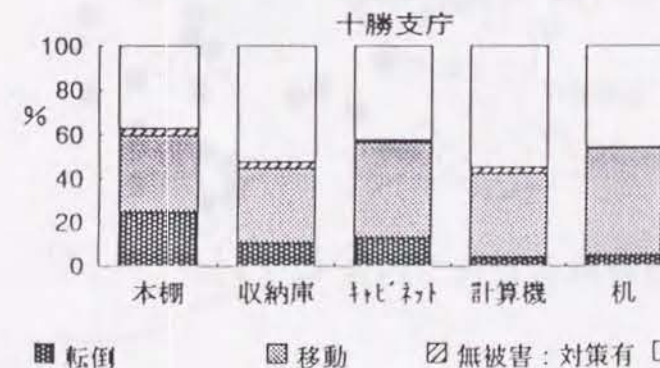
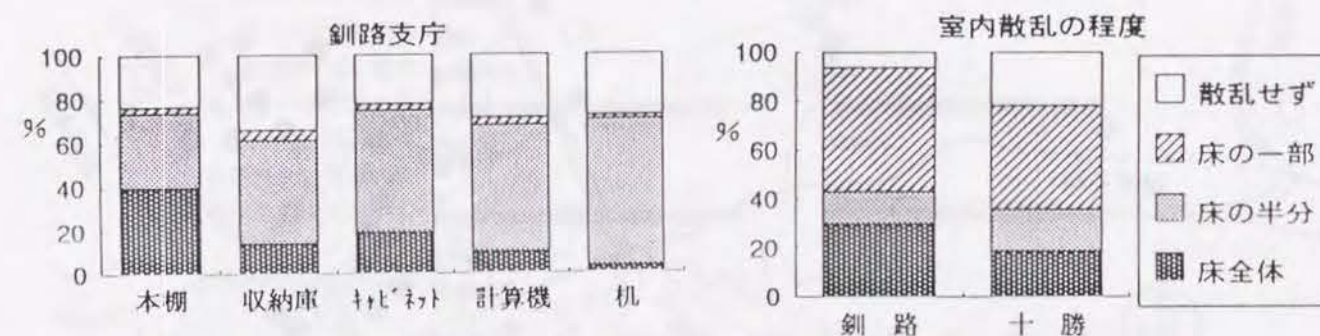


図3.3.11 勤務先の室内散乱の程度

図3.3.10 勤務先における事務機器の転倒・移動状況



図3.3.12(a) アンケート調査による家具の転倒被害の分布

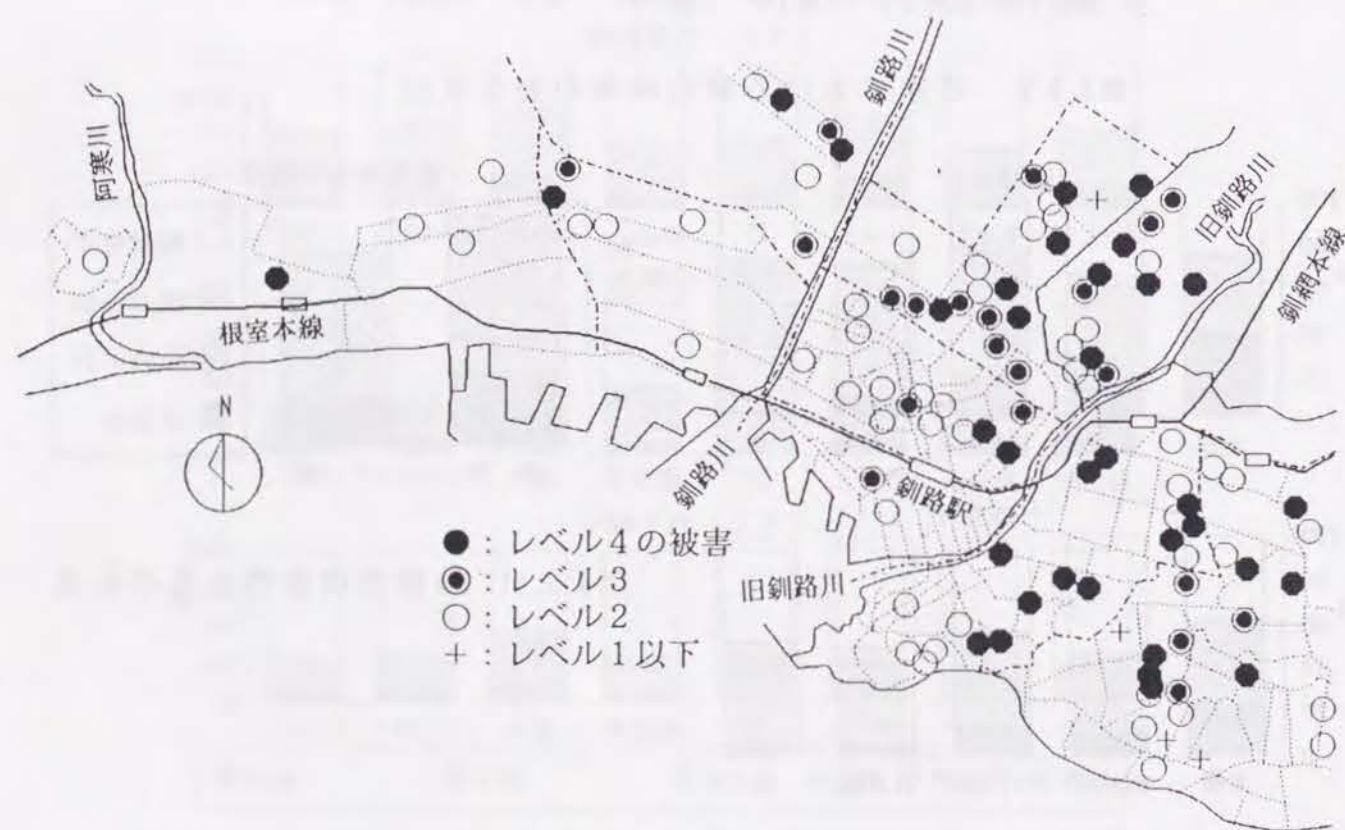


図3.3.12(b) アンケート調査による室内の散乱被害の分布

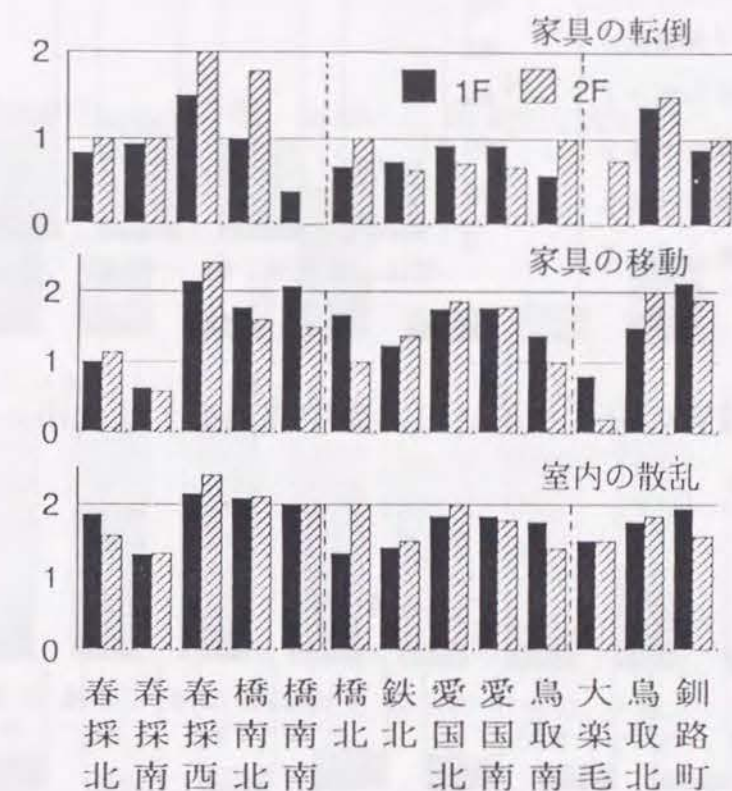


図3.3.13

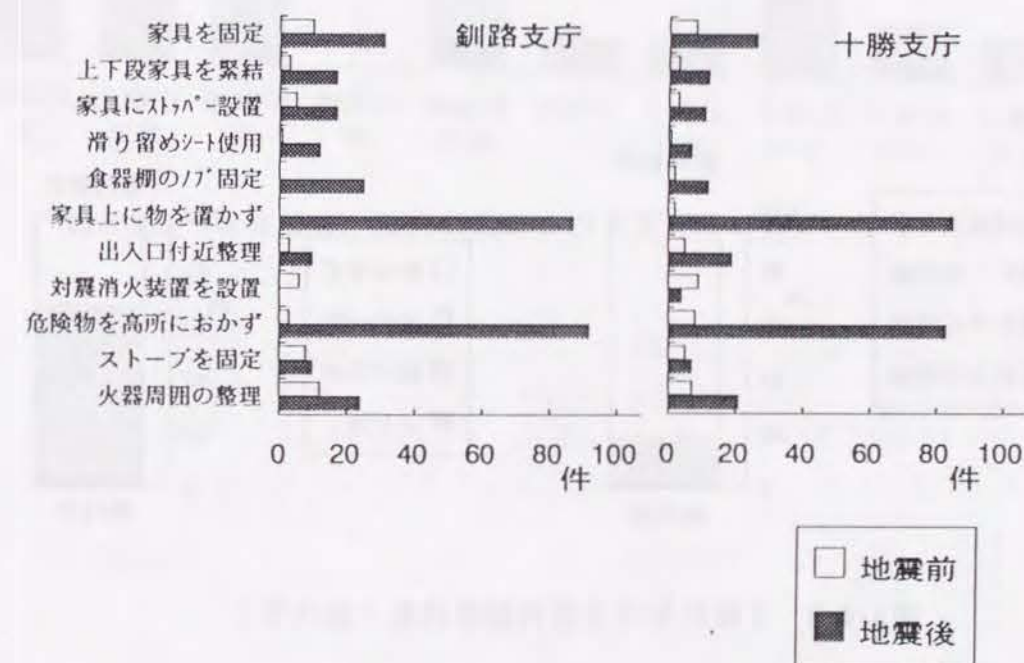


図3.3.14 室内における地震被害の防止対策（釧路沖地震）

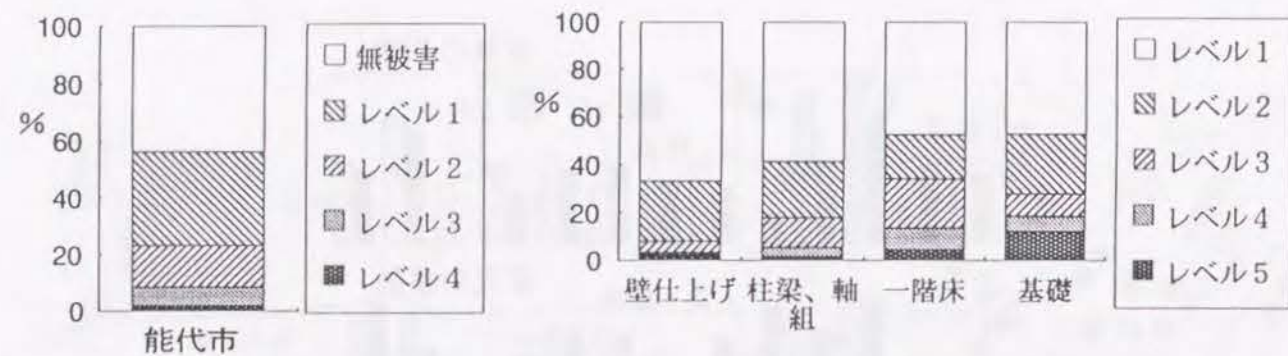


図3.4.1 構造被害の発生状況（日本海中部地震：能代市）

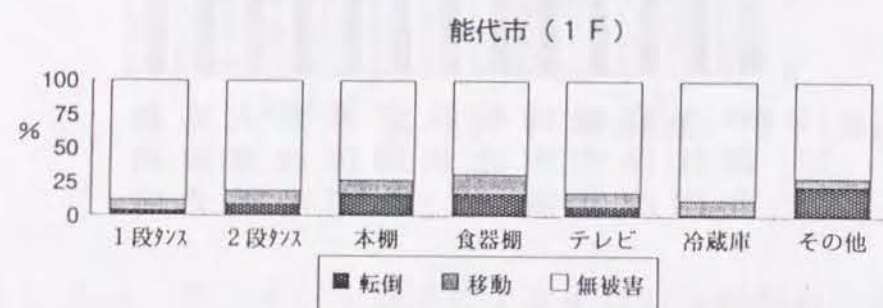


図3.4.2 家具の転倒・移動状況（能代市）

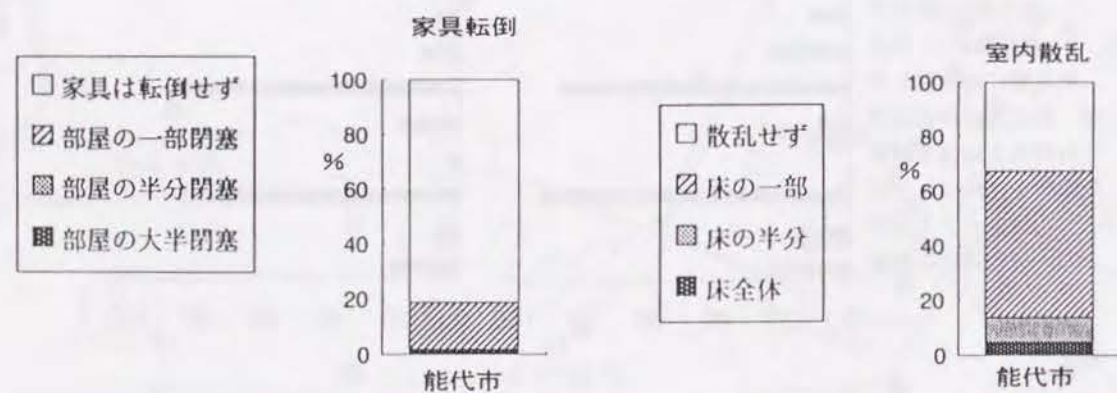


図3.4.3 1階における室内散乱状況（能代市）

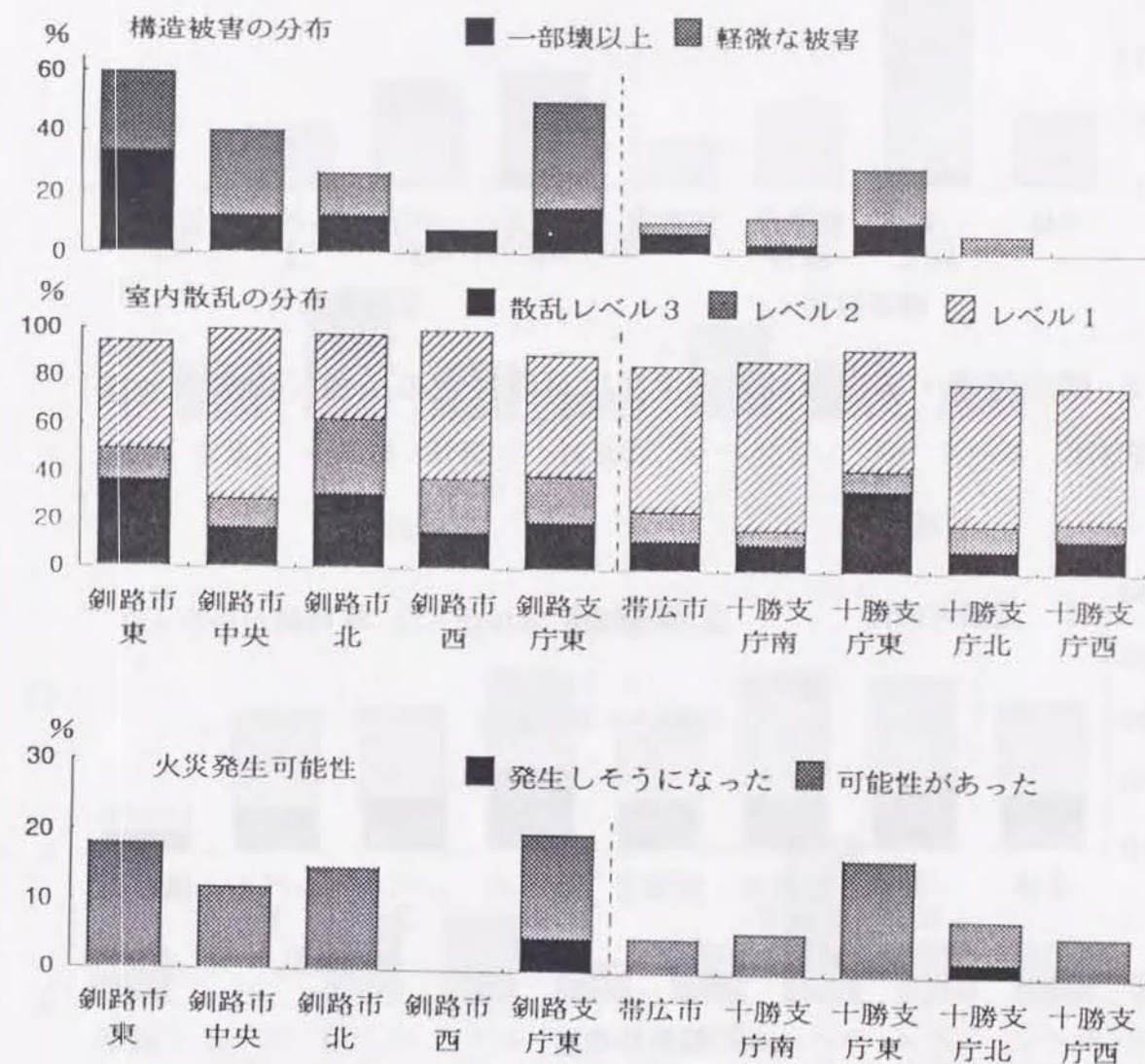


図3.5.1 構造被害・室内散乱および火災発生可能性の分布

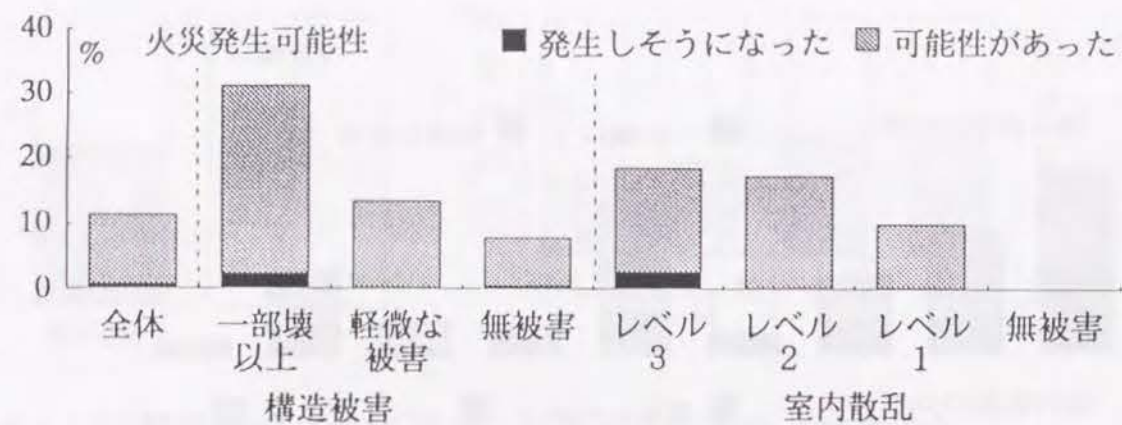
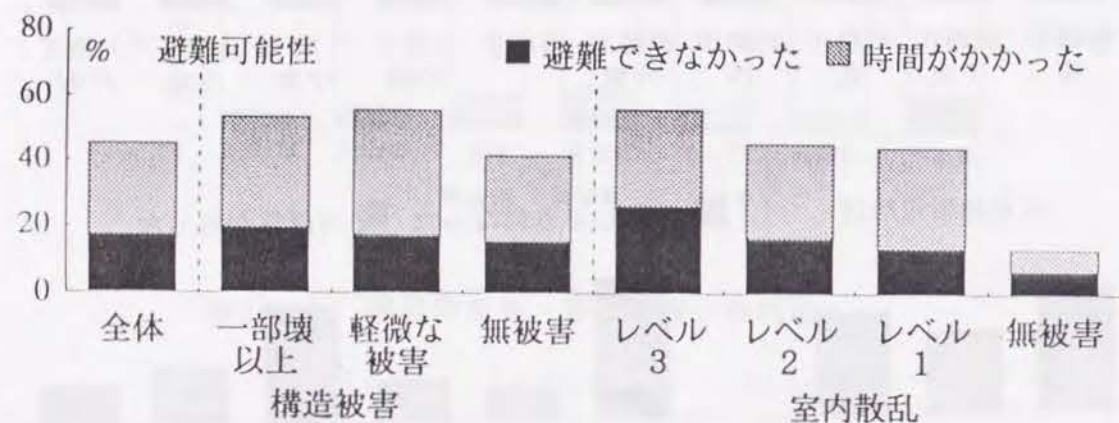
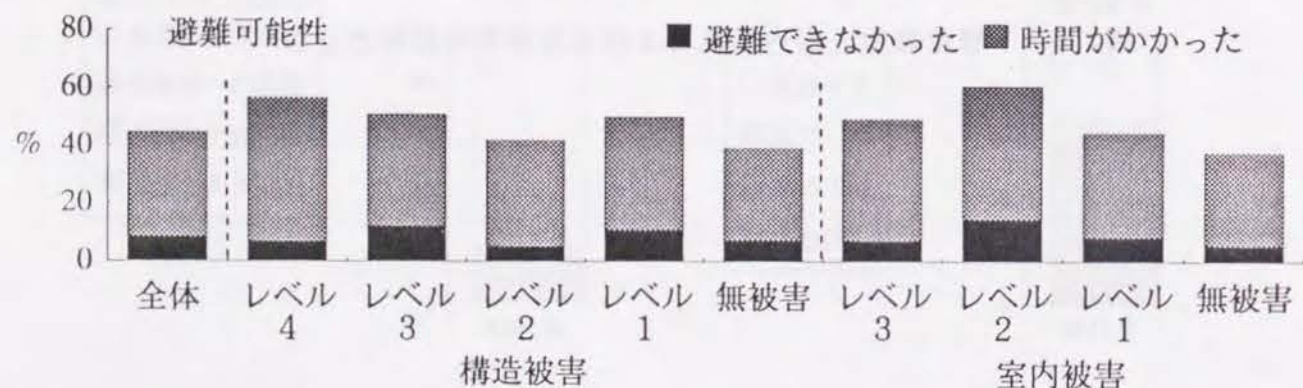


図3.5.2 構造被害・室内散乱と火災発生可能性との関係（釧路沖地震）

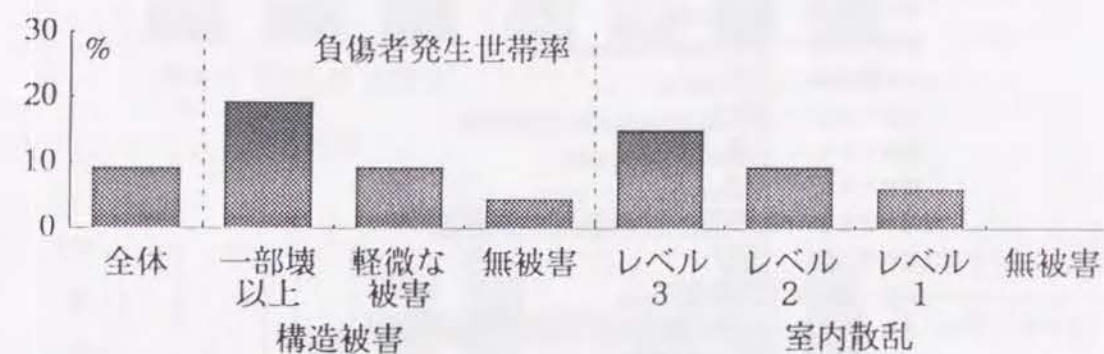


a) 釧路沖地震

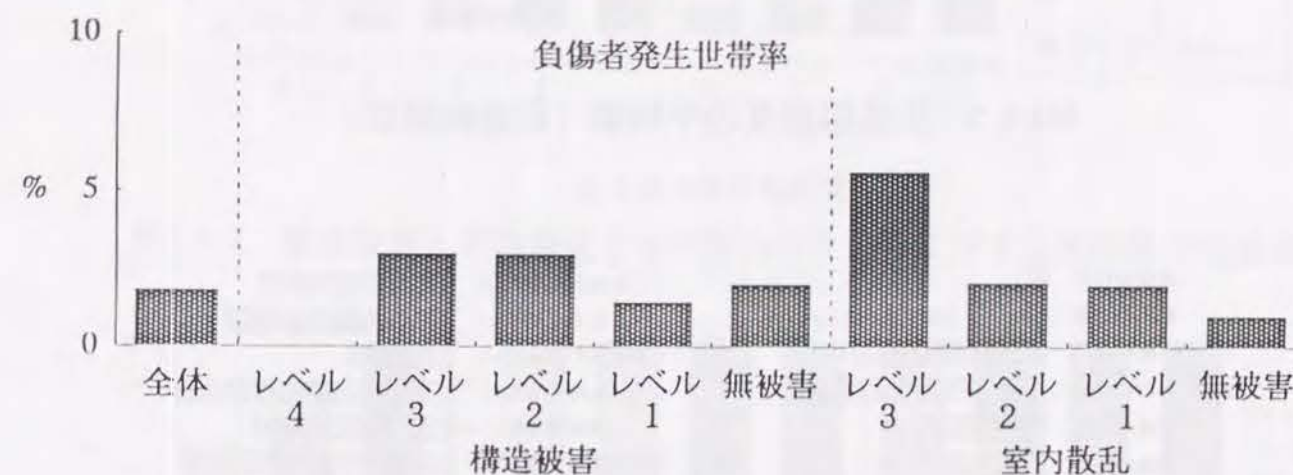


b) 日本海中部地震

図3.5.3 構造被害・室内散乱と避難可能性との関係



a) 釧路沖地震



b) 日本海中部地震

図3.5.4 構造被害・室内散乱と負傷者発生世帯率との関係

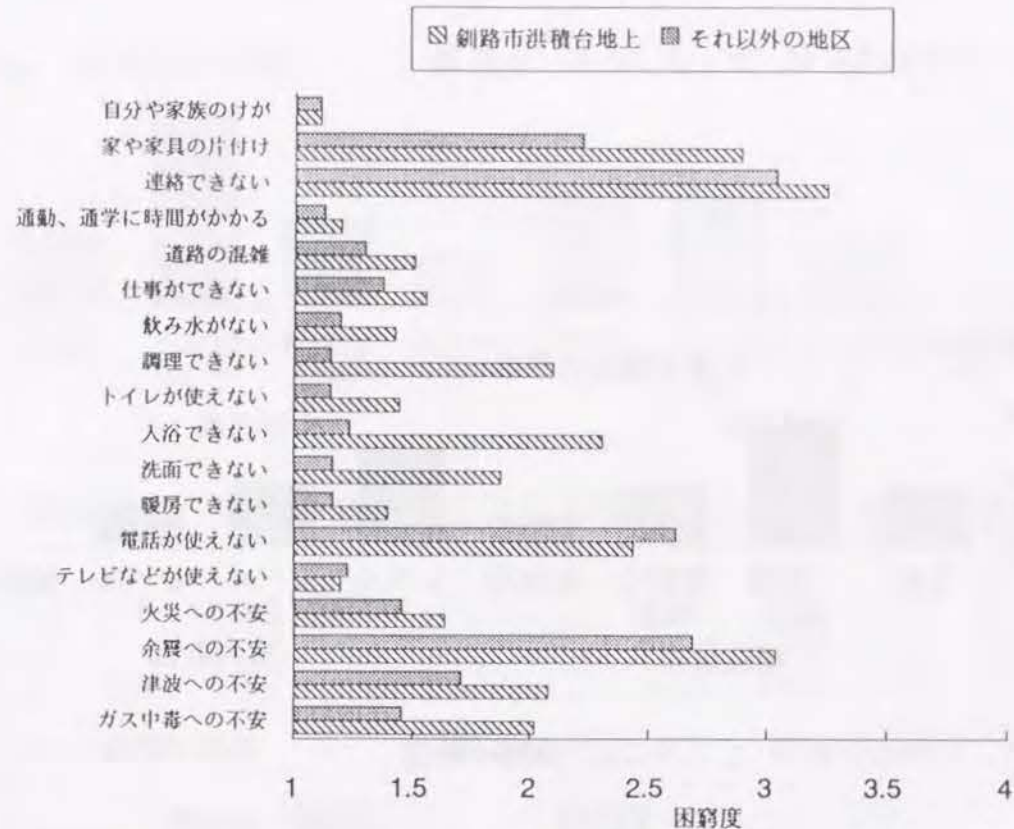


図3.5.5 生活困窮度の平均値（釧路沖地震）

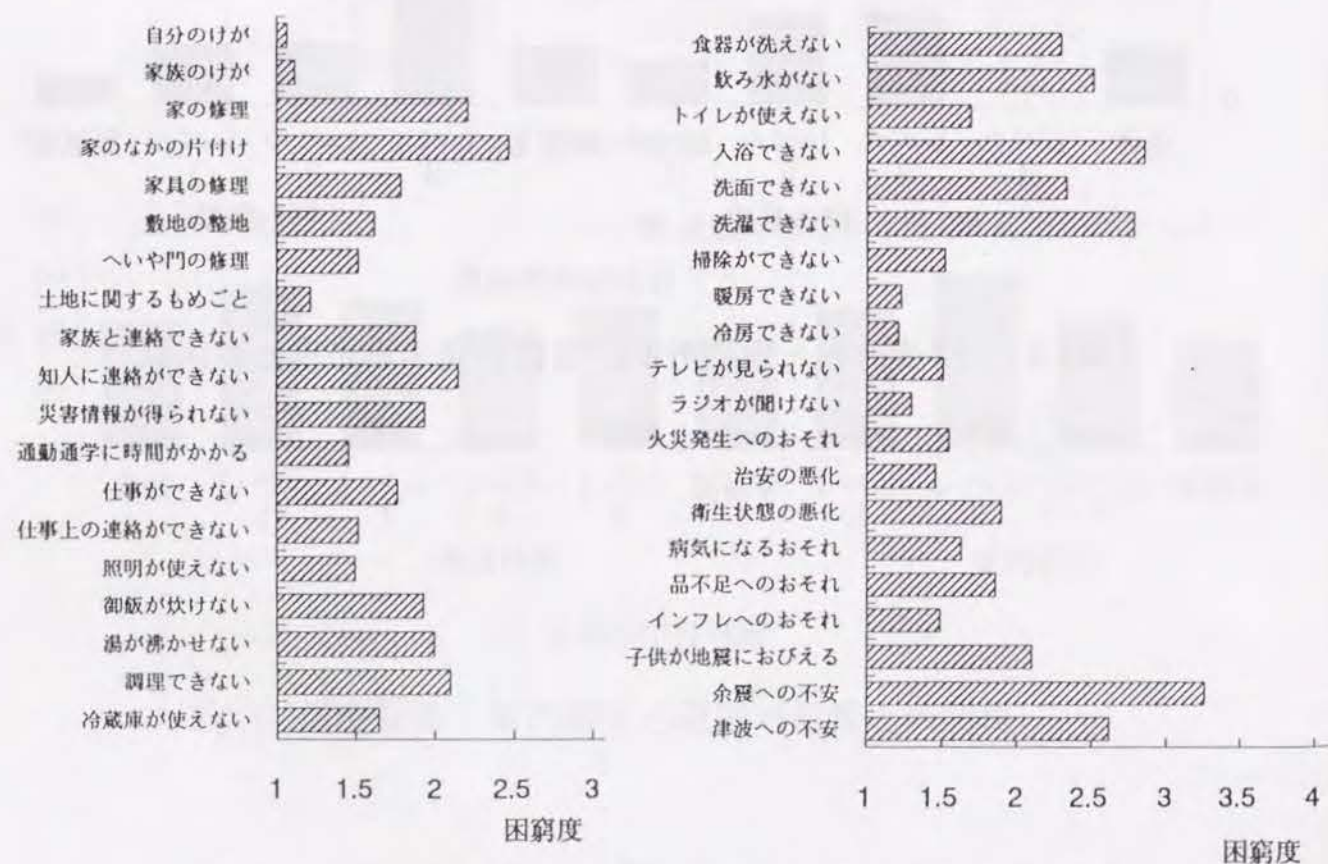


図3.5.6 生活困窮度の平均値（日本海中部地震：能代市）

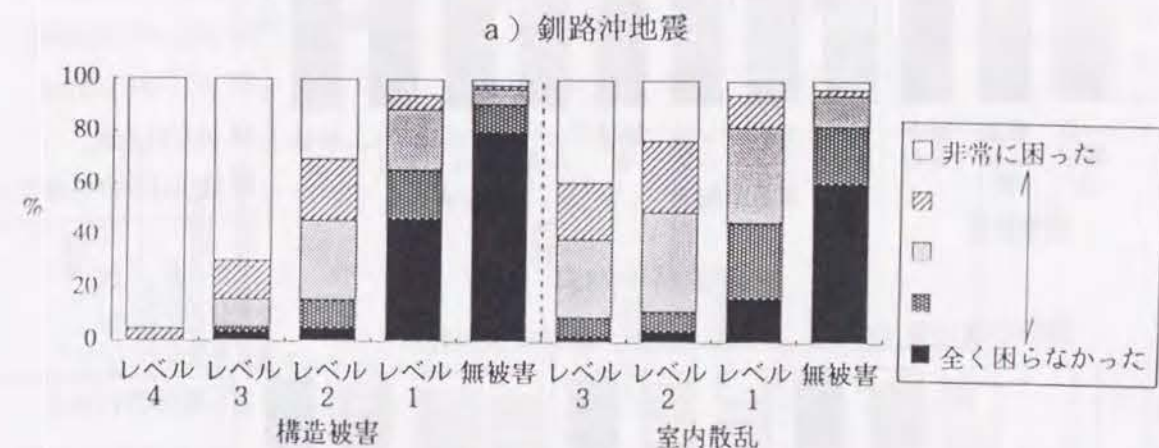
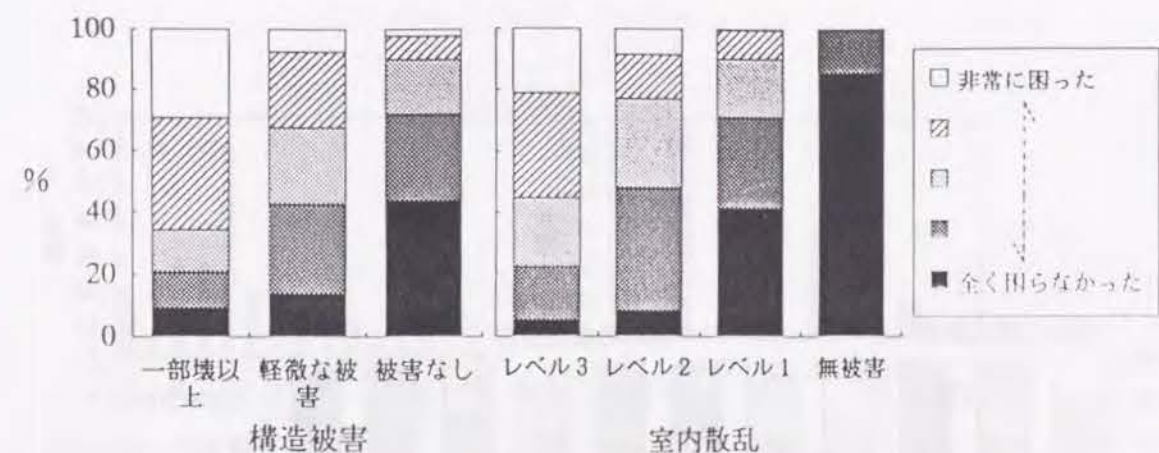


図3.5.7 構造被害・室内散乱と家や室内の片付けに関する困窮度との関係

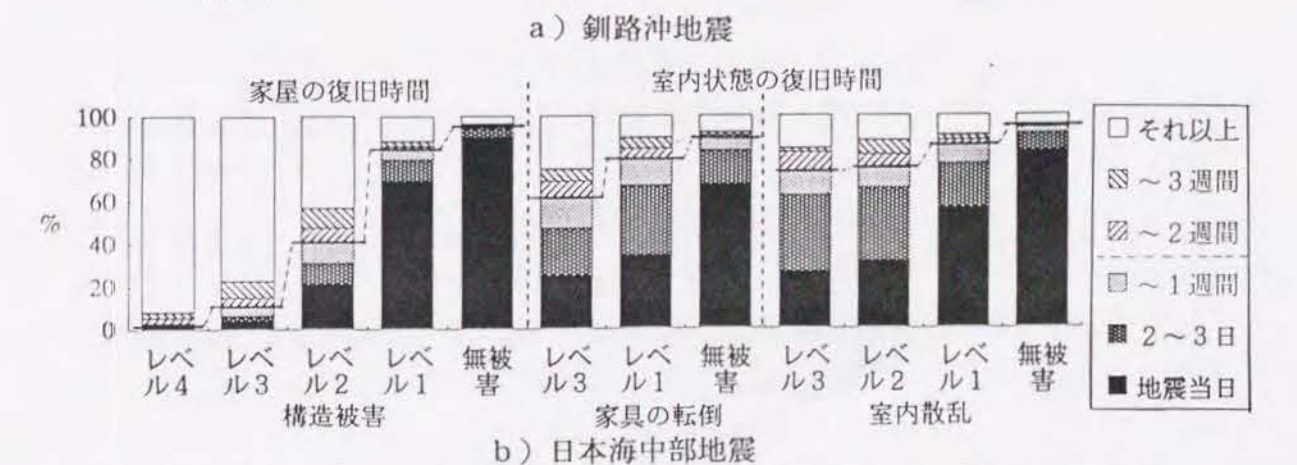
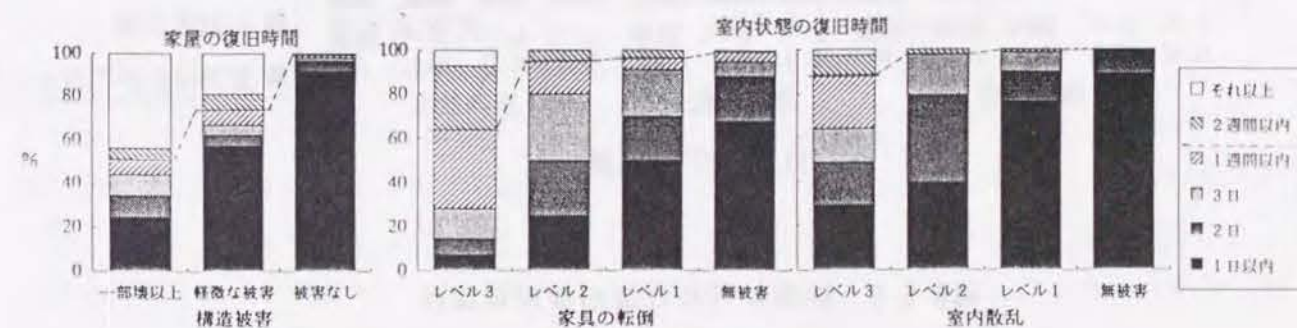
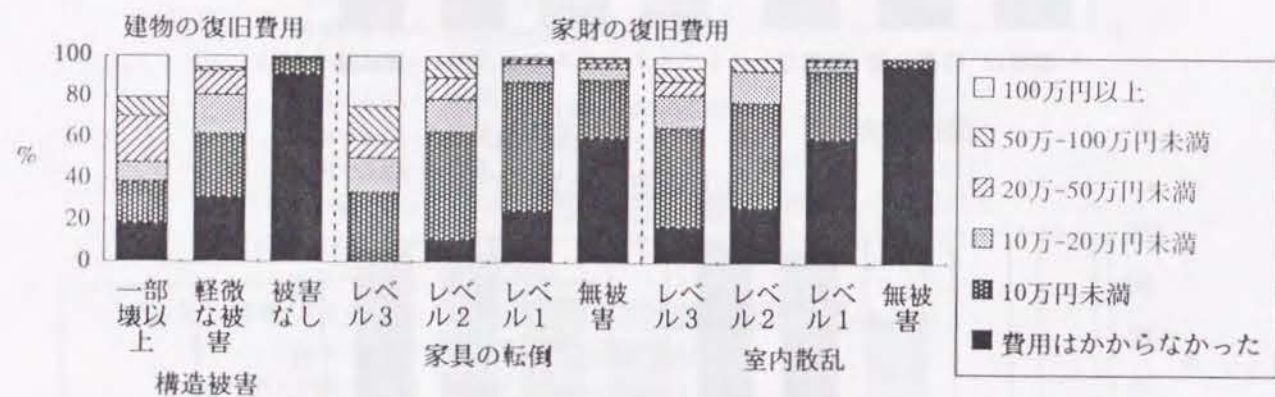
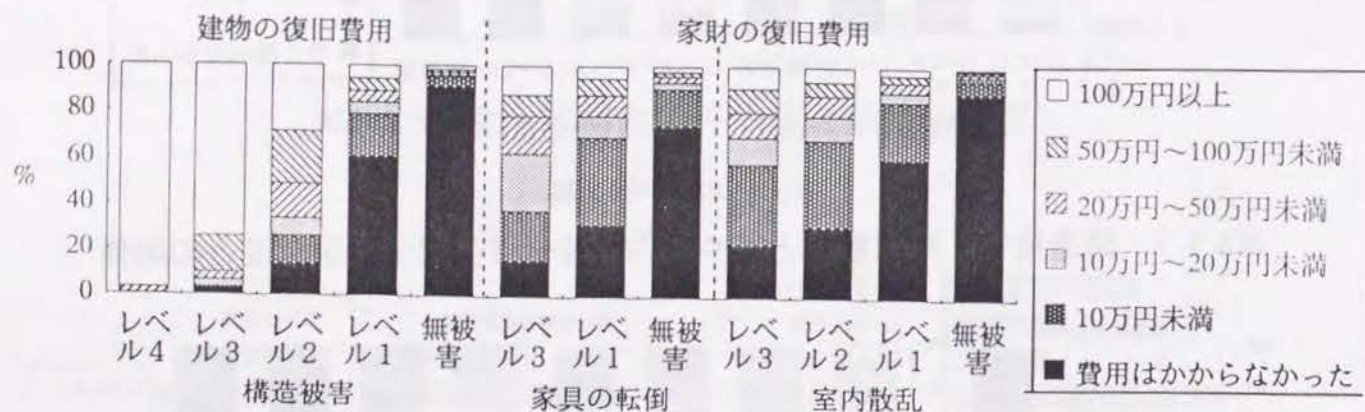


図3.5.8 構造被害・室内空間被害と家や室内状態の復旧時間との関係



a) 釧路沖地震



b) 日本海中部地震

図3.5.9 被害レベルと復旧費用の関係

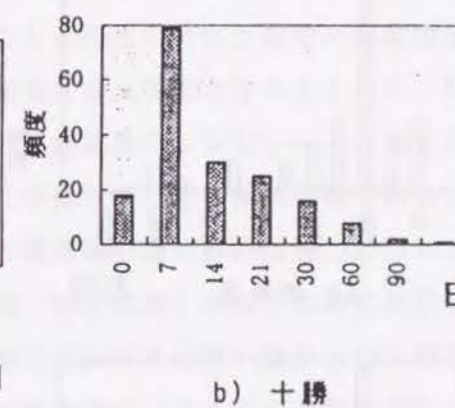
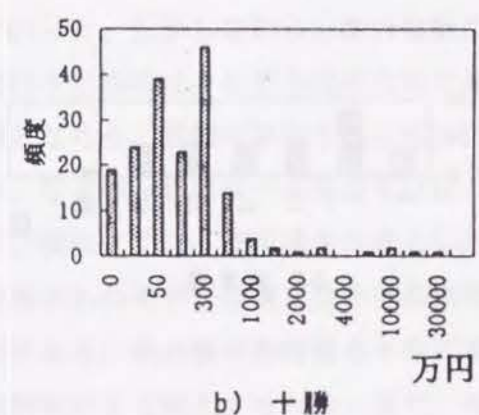
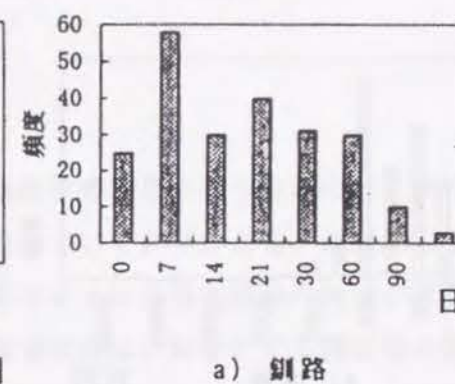
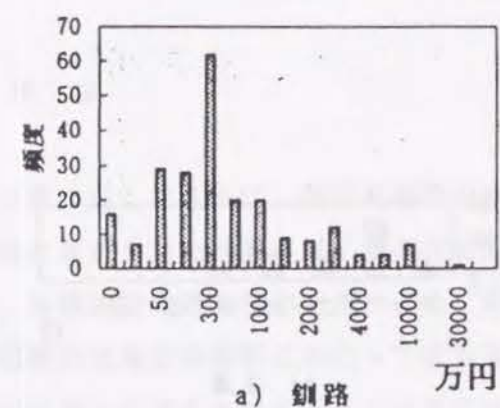


図3.6.1 建物修理費

図3.6.2 建物修理日数

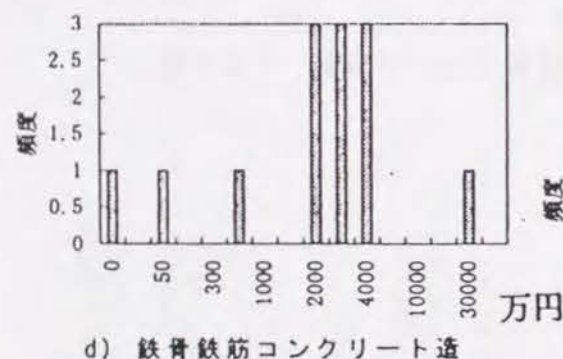
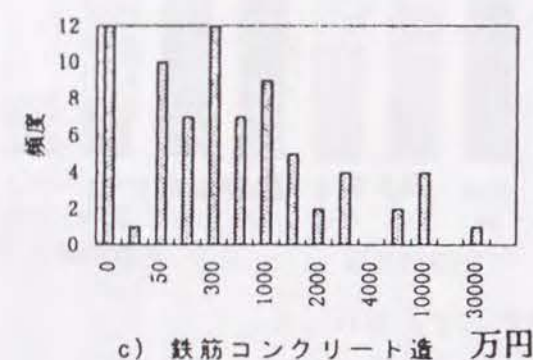
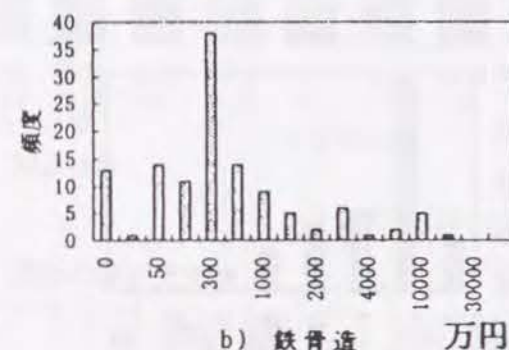
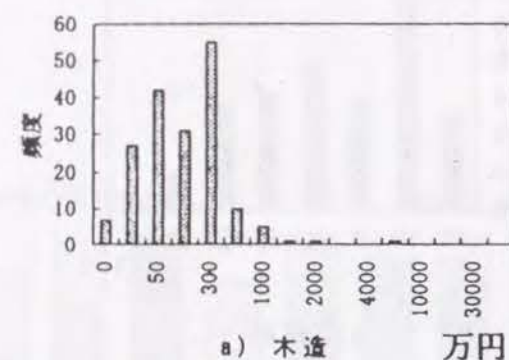


図3.6.3 構造別の建物修理費

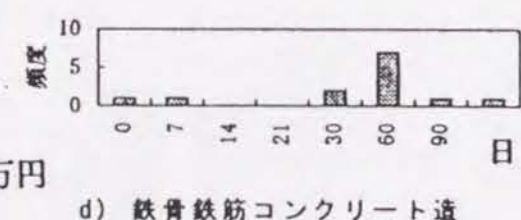
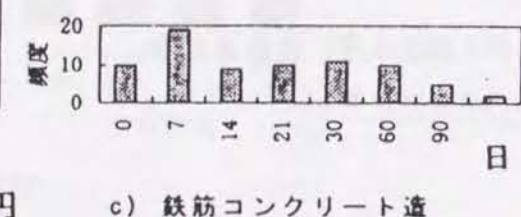
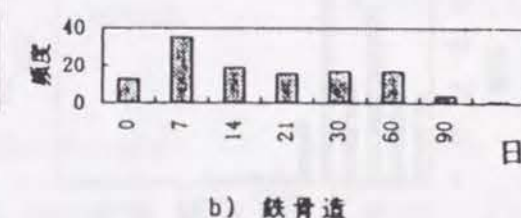
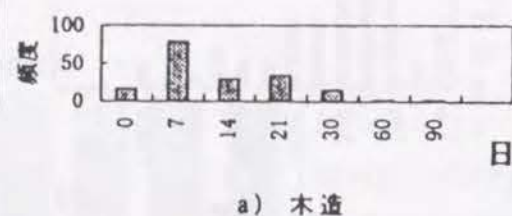


図3.6.4 構造別の建物修理日数

4. 被害推定のための構造物の動特性のモデル化

4.1 概説

第1章に記したように、都市建物群の地震被害推定を行うためには、都市域における建物群毎に想定された地震に対する応答を求めていく必要がある。地震応答を推定するためには、各構造物の動特性のモデル化と、各サイトの表層地震動の評価が重要となる。

構造物の地震応答解析にあたって最も重要な点は、対象とする構造物の動特性をいかに適切にモデル化するかである。これまでのほとんどのケースでは個々の建物を対象とした解析であったため、モデル化を詳細に行うことができ、それに応じて応答解析の手法も発展していった。しかしながら、膨大な数になる都市における建物の応答推定をこの様な考えで行うためには、モデル化のための労力は多大なものとなるとともに、計算時間も膨大なものとなろう。詳細な事前予測のために、超高速のコンピュータとばく大な労力を用いて行う、などの一部のケースをのぞけばこの様なやり方は非現実的である。

一方、現在までに、都市域を対象とした構造物の応答解析は幾つか行われてきたが、その際使用されたモデルは構造物の弾性剛性（固有周期）や耐力のみに注目した比較的簡単なものであり、構造物の動特性を十分に表しているとは言い難かった。通常の設備で、多くの事例解析を可能とするため、また、地震直後のリアルタイムな被害推定のためには、比較的簡便な手法で、かつ、都市における様々な建物の特性を過不足なく評価できる手法が必要となろう。

本研究では、この様な考え方にに基づき、せん断質点系モデルを用いた解析手法を用いて都市における各種建物の応答を推定する。その際、構造物の動特性、特に各層の復元力特性の合理的な設定が肝要となる。本章では、日本の都市に多数存在する木造住宅・低層鉄筋コンクリート構造物、および海外の発展途上の国では依然として多く存在する組積造構造物を対象として、簡便で合理的な動特性のモデル化の手法を示す。これは、耐震性能を表す指標として各建物の壁率を用いるもので、工法や建設年代などに応じて分類される各構造物群毎に同じ手法で適用が可能である。また、耐震指標として壁率は比較的得られやすい指標であり、実際の耐震性分布をこの指標で評価し、応答解析に反映させていくことも容易である。

都市域における各サイトの表層における地震動の推定に関しては、未だ明らかでない部分も多く、手法として定着したものはないといって良い。本章では、これまでに行われてきた評価法を分類し、都市域における構造物群の応答推定に適切な、表層地震動の推定手法を探った。ここでは、各サイトの想定地震に対応することができる工学的基盤面での地

震動の推定手法、および都市表層地盤の増幅特性の評価手法についてその概要を記した。

4.2 木造構造物のモデル化

4.2.1 工法の変遷と解析対象建物

木造住宅の工法の変遷の概要を図4.2.1に示す。1950年の建築基準法の制定までは、木造建築は梁・柱による軸組が主体の構造であり、現在で言うところの壁量規制はなかった。しかし、建築基準法の施行によって壁量による規制が行われるようになると、従来の軸組だけでは所用耐力が満たされず、軸組内に筋かいが組み込まれるようになった。1960年頃より、それまで筋かい付き耐力壁+土塗・下見板壁であったものが、筋かい付き耐力壁+ラスモルタル壁という構造へ変わっていき、それに伴って耐力もしだいに向上していった。これらの構法は在来軸組構法と呼ばれ、現在でも木造建物の構法の主流をなしている。この構法による軸組の概要を図4.2.2に記す。

一方、1960-70年頃よりそれまでの軸組主体の工法とは別に、さらに耐震性能の高い、各種面材を使用した枠組壁工法（図4.2.3）や木質系プレハブ工法などが開発されてきた。

また、1981年の施行令改正では、新耐震設計法の導入に伴って木造建築の設計法も若干修正され、壁量の規制値の見直しが行われ今日に至っている。

現在の都市における木造建築の構成をこれまで行われてきた調査の結果を見ると、大略の都市では建築基準法制定以後の筋かい付き壁を持った在来軸組工法が主体となっていると考えられる。しかしながら、京都などの古い都市では戦前型（基準法制定以前）の建物も多く残っている。例えば、京都中心部の主要地域では明治・大正時代に建てられた物が7-8割に達する¹⁾。一方、将来的には、都市の発展に伴い新基準による耐震性の高い建物がふえていくと考えられる。

以上より、本研究で考慮する木造構造物は、在来工法に関しては、戦前型の軸組のみのもの（タイプWS-00）、1950年以後1981年までの旧壁率規定値によるもの（タイプWS-0）、1981年以後の新基準によるもの（タイプWS-N）の3タイプを考える。また、近年増えてきた枠組壁工法やプレハブ工法による建物についても考慮し、在来工法とは別に動特性のモデル化を行った（タイプWF）。

屋根材については、従来の都市では瓦葺が多くを占めると考えられるが、近年、スレートやコロニアルなどで葺いた軽い屋根の住宅も増えてきており、その割合が40%に達した地域もある。そこで、ここでは設計基準におけるところの重い屋根（モデル名称中の記号Hで記す）および軽い屋根（同L）の2種に大別してモデル化を行った。

また、建物の階数については、平屋と2階建ての建築が大多数と考えられるのでこれら

について考慮することとし、これ以後、モデル名称の最後の数字で建物の階数を表すこととする。

4.2.2 モデル化の方針

在来工法のうち、タイプWS-0、WS-Nの建築物については、建築基準法施行令第46条に示される壁量規制を満たすように設計される。よって、ここではその壁率規定値算出の考え方に沿ってそれぞれのタイプの履歴特性などをモデル化する。また、それ以前のタイプWS-00については壁によって地震に対する性能を評価することには無理があるかとも思える。しかし、他に基準にするものがなにもなく、これ以外の方法ではモデル化は難しいと考えられる。また、タイプWS-00とWS-0の間に工法的に決定的な差があるとは考えられない。そこで、ここでは便宜的に壁率規定の考え方を準用して他のタイプと同様のモデル化を行うこととし、地震耐力については壁率を修正して評価することとする。なお、これ以下では、1950年施行の基準法を旧基準、1981年改正後のものを新基準と便宜的に呼ぶ。

壁率とは、各々の種類の耐力壁の単位床面積当りの長さに、その壁の種類毎に決められた壁倍率をかけて全てを足し合わせたものである。通常規模の木造建築は、この壁率が基準に示された規定値を上回るように耐力壁の配置を決定することのみによって設計される。各種の壁の壁倍率は、地震後の木造建築の修復限界（旧基準で1/60、新基準で1/120rad.）時の変形に対して130kg/mの耐力を持つものを1として、既往の各種の壁の実験結果をもとに定めたものである。すなわち、壁率とは130kg/mの耐力を持つ耐力壁が単位面積当たり何m存在するかを示す量である。一方、新基準における壁率規定値は、以下のようにして定められる。（）内の表現は旧基準の場合を示したものである²⁾。

枠組壁工法による木造住宅についても在来工法に対する手法と同じ手法を用いてモデル化する。ただし、枠組壁工法の修復限界については、設計基準では層間変形角1/200radと設定されている。

建物重量は屋根荷重：重い屋根の場合90kg/m²、軽い屋根の場合60kg/m²、壁荷重：60kg/m²（30kg/m²）、積載荷重：60kg/m²（無視）の和とする。この重量に対して、新基準では新耐震設計法の考え方に従いベースシア係数を0.2としAi分布によって各階の設計せん断力を算出する（旧基準では各階に震度0.2を与えて算出する）。このようにして求めた各階の層せん断力に非耐力壁の寄与分33.3%（20%）を加えたものを前述の130kg/mで除して規定値を得る。

以上の考え方をまとめると、規定値ちょうどの壁率を持つ構造物は、修復限界変形においてベースシア係数0.2（震度0.2）で設計した耐力を持ち、壁率の変化に比例してその耐力も変化することがわかる。実在の木造建築物の耐力分布は、壁率分布としてとらえられているので、この考え方は非常に都合がよいと考えられる。

構造物はせん断質点モデルへ置換するが、各質点の重量は壁率規定値算出の際に用いているものを準用した。但し、新基準において算出されている重量の方が実際の物に近いと考えられるので、タイプWS-00、WS-0についてもこれを用いた。また、各階の階高は各モデル共通とし、270cmとした。

木造構造物の粘性減衰は既往の実構造物に対する振動計測の結果を参考にして粘性減衰定数で5%とし、剛性比例型で与えた。

4.2.3 復元力特性のモデル化

既往の研究によると、荷重-変形関係とエネルギー消費量をおさえて復元力特性をモデル化すれば、全く異なるタイプの履歴モデルを用いない限り、構造物の動的応答に対してある程度の精度の近似を与えられ³⁾。よって、本研究では、以上の考え方を採用することとし、スケルトンの形状とエネルギー消費量について、木造構造物に関する既往の実験データを基にして決定した。その手法について以下に示す。

日本建築学会による“建築耐震設計における保有耐力と変形性能”²⁾の木構造の部分には、壁倍率算定の基礎となった、各種の壁パネルの水平加力実験における各変形時の耐力の結果が示されている。これらの結果のうち、筋かい付き壁に関する結果(タイプWS-0、WS-Nに対応)及び軸組と土壁よりなる壁(タイプWS-00に対応)に関する結果を、1/120rad時の耐力で基準化してそれぞれ図4.2.4(a),(b)に示した。これらの図より、それぞれのタイプに対応する1/60radまでのスケルトンカーブとして、一点鎖線で表した折線を設定した。1/120rad以前の実験結果がないため初期剛性の設定が難しいが、これまでに行われてきた実大実験の結果や固有周期の測定結果を参照して1/480radまでを近似的に弾性域と考え、一点鎖線に示すように設定した。また、1/60rad以上の変形レベルについても実験結果がないが、同様に実大実験の結果を参照して、図中に示すように決定した。タイプAは、一般に修復限界での耐力はタイプWS-0、WS-Nよりかなり低いと考えられるが、この図を見ると分かるように、基準化したスケルトンの形状はなめらかであり剛性の低下率はタイプWS-0、WS-Nより低いことがわかる。

次に、昭和48年より62年までの日本建築学会論文報告集および日本建築学会大会学術講演梗概集より木造実大構造物及び壁パネルの水平加力実験の結果のうち、履歴ループが明瞭に得られているものについて抜き出し、各ループの最大変形とそのループ面積との関係よりエネルギー消費率を求め、図4.2.5に示した。但し、横軸の層間変形量は1/120rad時の変形で、縦軸のエネルギー消費量は1/120rad時の変形×耐力で基準化している。当初は各タイプごとにエネルギー消費率を整理したが、各タイプでその性状に特定の傾向はなかったため、ここではすべてまとめて扱った。この図を見ると、エネルギー消費率と変形との関係には明瞭な右上がりの傾向が読み取れる。そこで、この関係について回帰分析を行い

2折線で近似した。その結果、回帰式は以下のようになった。

$$\begin{aligned} Ec' &= -0.32 + 1.28 D' \quad (D' < 2) \\ Ec' &= -2.42 + 2.33 D' \quad (D' > 2) \end{aligned} \quad (4.1)$$

ここで、 Ec' 、 D' はそれぞれ1/120rad時の諸量で標準化したエネルギー消費率、層間変形を示す。

履歴ループは、図4.2.6に示すようにトリリニアモデルとスリップモデルの重ね合わせで表すこととした。すなわち、各変形時の水平耐力は下式で示される。

$$Q = \alpha \cdot Q_{tr} + (1-\alpha)Q_{sl}, \quad 0 \leq \alpha \leq 1 \quad (4.2)$$

ここで、 Q_{tr} 、 Q_{sl} は同一の設定スケルトンにおけるトリリニアモデルとスリップモデルの負担耐力を、 α は二つのモデルの重ね合わせ率である。この重ね合わせモデルのエネルギー消費率が上述の実験結果に一致するように α を求める。図4.2.6にも示すように $\alpha = 0.6$ とすると低変位レベルより破壊時に到るまで実験結果とかなり一致することがわかる。よって今後の解析にはこの値を用いることとする。

以上の手法によって、各タイプについて、その壁率あるいはせん断力係数を与えることにより履歴特性のモデル化ができ、地震応答計算を行うことが可能となる。モデル化の一例を対応する実験結果と共に図4.2.7に示す。ループ先端の膨らみ方がやや小さいものの、ループ全体としては良い一致を示している物と考えられる。

枠組壁工法による木造住宅に関しても、これまでに実大構造物や壁パネルの実験がいくつか行われてきている。ここでは、日本建築学会の論文報告集および大会学術講演梗概集に掲載されている実験結果より復元力特性が示されているものについて、上に示した規準点(層間変形角1/200rad)における復元力を規準値としてスケルトンカーブを規準化し、図4.2.8(a)に示した。ここでは、これらの結果を参照して図4.2.8(b)に示すような規準化スケルトンカーブを設定し解析に用いた。図中には在来軸組工法のものに対するスケルトンカーブも比較して示した。

また、履歴特性は在来軸組工法の場合と同様にスリップモデルとトリリニアモデルの重ね合わせで表現した。この2つのモデルの重合率 α は各変位レベルでの履歴消費エネルギーが実験結果から得られたものとなるべく等しくなるように決定し、在来軸組工法では $\alpha = 0.6$ としたのに対し、枠組壁工法では上記の実験結果を参照し $\alpha = 0.3$ とした。

4.2.4 本モデルによる構造物の固有周期

以上のようにして設定された初期剛性から求められる木造建造物の1次、2次の固有周期(T_1, T_2)とせん断耐力係数 C_y との関係を図4.2.9に示す。壁率が規定値ちょうどであるような標準設計の場合、 C_y は0.2となる。

各モデルとも、 C_y の増加にしたがって固有周期は同程度のレベルで短くなっていく。在来軸組工法による住宅(重い屋根、2階建て)の一次固有周期は、 C_y が0.1-0.3の範囲で0.9-0.5となる。この固有周期は1/480radの変形レベルでのものであるが、この時の応答加速度は、 C_y の値により変化するがおよそ50-200gal程度に相当する。既往の同等の振幅レベルでの試験結果でも同様な固有周期が観測されている。軽い屋根の場合は同じ C_y の重い屋根の場合に対して、一次固有周期はほぼ等しく、二次固有周期はやや長くなる傾向を示した。枠組壁工法(WF-N-L-2)の場合は一次・二次固有周期とも在来軸組工法の場合よりもかなり短く、一次固有周期は0.45-0.25の範囲となった。後述の低層鉄筋コンクリート建造物の一次固有周期はほぼ0.3-0.15の範囲にあり、枠組壁工法の固有周期は在来工法の住宅と低層RC建造物の場合の間に位置する関係となっている。

4.3 低層鉄筋コンクリート建造物のモデル化

4.3.1 モデル化の方針

一般のコンクリート建造物は、木造住宅のように限定された工法・様式によって構築されるのではなく、個々の建物毎に工法がまちまちであり、したがって建物の形状や、その建物の持つ耐震要素の配置・数量などは非常に把握しにくい。それ故、その建造物の耐震性能を統一されたいくつかのパラメータによって表現するのは非常に難しいと考えられる。しかしながら、市街地における低層鉄筋コンクリート建造物(以下、単にRC建造物と呼ぶ)の多くは耐震要素として耐震壁を中心とした構造であるため、せん断変形が卓越すると考えられるので、建造物をせん断質点系へ置換することが比較的容易であると思われる。よって、本研究では建造物をせん断質点系へモデル化し、地震応答計算を行うこととする。また、このような耐震壁を主体とした構造ではその壁の耐力がほぼその層の耐力を代表することとなる。志賀らは1968年十勝沖地震および1978年宮城県沖地震におけるRC建造物の被害について、壁率・柱率(耐震壁・柱の全断面積を床面積で割った値に相当)、および柱・壁ならしせん断応力度と実際の建物の被害の関係を示した⁴⁾。これによれば、RC建造物についてはその壁量・柱量と被害の間には相関があることが明かとされている。志賀らはまた、これらの関係から、壁量および柱量という簡単な量よりRC建造物の終局耐力に相当する震度あるいはベースシア係数を求める関係式を導いている⁵⁾。また、新耐震設計規準においても志賀による式を若干修正して、以下に示す降伏層せん断力 C_y を

求める関係式を用いている⁵⁾。

$$C_y = (\tau_u \times A_c + \tau_w \times A_w) / W \Sigma A_f \quad (4.3)$$

ここで、 A_c, A_w はそれぞれ柱、耐力壁の面積に相当する量、 τ_c, τ_w (=7、25kg/cm²)はそれぞれ柱、耐力壁の終局せん断応力度である。また、 W は単位床面積当りの建物重量(=1000kg/m²)を、 A_f は2階以上の延べ床面積をそれぞれ示している。これにより、対象とする建造物の壁量・柱量を調べることにによりその建造物の耐力を推定することが可能となる。小野瀬はこの関係式を用いて、新潟地震、1968年十勝沖地震、1978年宮城県沖地震時の調査資料などより得た、2階建てから6階建てまでのRC建造物の C_y の分布を図4.3.1に示すように求めている⁶⁾。本研究では、この様にして求められた C_y を、終局点における設計震度あるいはベースシア係数として用いることとし、これによって終局点の耐力 Q_y を求めた。この様に壁量からベースシア係数を求め建造物の耐力を評価する手法は4.2節で示した木造建物に関する考え方と調和しており、統一した手法で解析を行うことが可能となる。

実際の建造物の高さ方向のせん断耐力分布については建造物毎にまちまちであり、現状ではその分布特性を把握されているとはいえない。ここでは、まず手始めとして建造物が改正前の建築基準法あるいは改正後の基準法に完全にそって設計されているものと仮定し、その考え方によって各層の終局層せん断耐力を算定する。すなわち、旧基準法によるものでは C_y を設計震度として震度法により、新基準法によるものでは C_y をベースシア係数として A_i 分布を用いて各層の層せん断耐力を求めた。以後、旧基準にそって設計されたモデルをタイプRC-O、新基準にそって設計されたモデルをタイプRC-Nと呼ぶこととする。

建造物の重量は、これまで設計に度々用いられてきた経験的な単位床面積当りの重量として1000kg/m²を採用した。建造物の粘性減衰は既往の実建造物に対する振動計測の結果や応答解析例を参考にして、粘性減衰定数 $h=0.03$ とし剛性比例型で与えた。

4.3.2 復元力特性のモデル化

既往の研究によると、荷重-変形関係とエネルギー消費量をおさえて復元力特性をモデル化すれば、全く異なるタイプの履歴モデルを用いない限り、建造物の動的応答に対してある程度の精度の近似を与えられられる。前報では、以上の考え方に基づくこととし、スケルトンの形状とエネルギー消費量については、木造建造物に関する既往の実験データを基にして決定した。しかしながら、RC建造物については、現在では部材レベルの実験か、限られた形状のフレームに対する実験の結果しか得られておらず、これらの結果から

直接スケルトンカーブの形状や履歴ループを求めるのは不可能である。よってここでは、以下に示す方法によって各層の復元力特性をモデル化する。

適度の壁量をもつ通常のプロポーションの低層RC構造物においては、耐力壁はせん断破壊を、またその周囲の柱梁からなるフレームは曲げ破壊を引き起こすものと考えられる。よって構造物各層の復元力を耐力壁の負担分とフレームの負担分に分けて考え、そのそれぞれについて上記の性状を表現するように復元力特性、すなわちスケルトンカーブおよび履歴ループを設定する⁷⁾。

図4.3.2には解析に用いたスケルトンカーブを終局点のせん断耐力 Q_y で規準化して示す。耐力壁のスケルトンカーブ(破線)は既往のフレームに囲まれた壁の実験結果より得られた経験式(壁の初期剛性を求める式、ひび割れ荷重を求める式、第2折れ点の荷重を求める式、終局耐力を求める式)を組み合わせ用いて決定した。式の中で使われる変数(コンクリート強度、壁筋比、軸方向応力度、シアスパン比など)は実際に存在する耐力壁の平均的な値を選んだ。ここで、既往の実験の結果では、壁がせん断破壊する時の部材角はほぼ $1/250 \sim 1/200 \text{ rad}$ となっているので、この研究では $1/200 \text{ rad}$ を終局点とし、それ以後は壁は耐力を負担しないものとした。ここで、この終局点の値は新耐震設計規準のうちの層間変形角の制限値にも一致している。フレーム部分のスケルトンカーブ(実線)はこれまでの中低層RCフレーム造構造物の解析例を参照して3折れ線で近似した。すなわち、上記の耐力壁の終局点($1/200 \text{ rad}$)を第2折れ点、終局点の割線剛性の4倍を初期剛性として終局点の耐力の $1/2$ の耐力となる点を第1折れ点としている。また、第3勾配は初期剛性の $1/100$ とした。

耐震壁の履歴ループとしては、耐震壁を含んだ架構に対するこれまでの動的解析によく用いられている原点指向型モデルを用いた。また、フレーム部分の履歴ループとしてはフレーム造建物の解析によく用いられているディグレーディングトリニアモデルを採用することとし、その際、除荷剛性は第1折れ点の変位で規準化した靱性率の平方根に反比例させて低減させた。各層の復元力はこれら2つの履歴ループの重ね合わせで表される。すなわち、各変形時の水平耐力は下式で示される。

$$Q = \alpha \cdot Q_f + (1 - \alpha) Q_w, \quad 0 \leq \alpha \leq 1 \quad (4.4)$$

ここで、 Q_f 、 Q_w はそれぞれフレーム部分と耐震壁部分の負担耐力を、 α は二つのモデルの重ね合わせ率を示している。木造住宅の場合では、この重ね合わせモデルのエネルギー消費率が既往の実験結果に一致するように α を求めたが、RC構造物の場合、現状では α を決定するだけの実験データが得られているとは言い難い。よって、ここでは α は特に決定することは行わず、パラメータとして扱うこととした。図4.3.3には $\alpha = 0$ (耐震壁の負担分のみ)、0.5、0.75、および1.0(フレーム部分の負担分のみ)の場合の復元力特性の

一例を示す。

以上の手法によって、各タイプについて、せん断力係数 C_y および α を与えることにより履歴特性のモデル化ができ、地震応答計算を行うことが可能となる。

4.3.3 本モデルによる構造物の固有周期

タイプRC-N、 $\alpha = 0.5$ の場合について、2階建、3階建、5階建の建物について、上記の手法により得られた各層の復元力特性を用いて算出した構造物の一次固有周期(T_1)を、横軸に C_y をとって図4.3.4に示す。本手法では、各折れ点の変位は一定としているので、構造物の固有周期はその耐力のみに関係することとなり、右下がりの曲線となる。この図によれば、実存するRC構造物の C_y の範囲(およそ0.25 - 2.0)においては、一次固有周期は0.15から0.5の値をとっている。また、5階建の構造物の固有周期は2階建のものよりも全ての C_y についてほぼ5割程度長くなっている。一方、実在構造物に対する振動実験の結果によれば、構造物の一次固有周期 T と建物階数 N の間には、

$$T = 0.054N \quad (4.5)$$

という関係があることが報告されている。この関係式を用いると、2階建ておよび5階建ての場合、固有周期はそれぞれ0.11、0.27となる。本モデルに関しては、図4.3.1に示される C_y 分布の平均値を用いて図4.3.4より固有周期を求めるとそれぞれ0.16、0.29となり、上式によって求めた値とほぼ一致している。この結果より、少なくとも本モデルにおける初期剛性の設定に関しては大きな誤差は含まれていないと考えられる。

4.4 組積造構造物の動特性のモデル化

4.4.1 日中共同研究の概要と組積造に関する研究

京都大学防災研究所都市施設耐震システム研究センターでは、平成3年度より6年度まで中華人民共和国上海市にある同济大学と共同で、「河道変遷を考慮した都市施設の地震危険度に関する研究」と題した共同研究を行った。その内容は大きく分けて、

- 1) 長周期微動観測による地震動特性の研究
- 2) 都市施設の耐震性評価法に関する研究
- 3) 都市の地震危険度と都市地震防災の研究

に分けられる。建築構造の観点からは、上海の地盤上に建つ建築構造物、特に中国において都市域の住宅の多くを占める組積造住宅群の耐震性を明らかにし、その地震被害を推定していくことが、上記2)および3)の研究を進める上で最も重要なテーマとなる。この様な構造の構造物は日本にはほとんど存在しないため、これまではこれらの構造物の地震被害に関しては研究がなされてこなかった。しかし、未だに地球上の多くの国でこの様な構造物が用いられている現状を考えると、組積造住宅の耐震性能、地震被害に関して明らかにしていくことは、地球規模で地震災害軽減を考えると、非常に重要になるものと考えられる。

これまで、組積造構造物については合理的な設計法はなく、また工法として確立されたものもないので、構造物をいくつかの群の分け、そのそれぞれの動特性をモデル化していくことは、RC造や木造の構造物と比較すると非常に難しいと考えられる。しかしながら、先にも述べたように組積造構造物の地震応答・被害の特性を明らかにしていくことは重要であると考えられるので、本研究ではその手始めとして、これまでの共同研究において行われた議論の成果および入手できた資料を最大限に利用して、上海市における組積造構造物の動特性をモデル化し、木造構造物やRC造構造物と同様の地震応答推定手法に適用することを試みた。

4.4.2 上海市における住宅の現状

上海は歴史的に複雑な過程を経て発展してきた都市であり、その内部には種々雑多な建物が含まれている。ここでは、このような建物のうち大多数を占める住宅の現状についてその概要を記す。なお、記述に当たっては大阪市立大学経済研究所がまとめた文献⁹⁾を参照した。

上海市域に存在する住宅は1982年度で床面積にしておよそ10000万㎡であり、そのうち解放後33年間に建設された住宅は5000万㎡である。残りの半分は解放前に既に存在したものである。解放前に建てられた住宅は主に以下の5つに分けられる。なお、各項目の末尾のカッコ内の数字は解放前の全住宅に占める割合である。

1) 簡屋・棚戸

バラック建ての低質な仮設的住宅(10.9%)

2) 旧式里弄(りろう)住宅

明清時代の木造住宅に代わって1920年代より都市型住宅として建てられたもの。6～8棟で一団地として計画された連続式の住宅で、各棟は路地(里弄)でつながっている。外壁は煉瓦造、内部の主要部分は木造の混合構造である。主に2階建て、各戸に石庫門と呼ば

れる門を持っている。(59.5%)

3) 新式里弄住宅

旧式に引続き1920年代後半から30年代にかけて建てられた住宅。外壁・内部共に煉瓦造となり石庫門はなくなっている。一般的には3階建てが多い。(17.5%)

4) 花園式住宅

庭園付きの住宅で、主に1920-30年代にかけて当時の市街地周辺部に建てられたもの。(8.2%)

5) 公寓式住宅

現在でいうマンションのような中高層共同住宅で、1930年前後に1棟ずつ建てられていった。完全に西洋風の外観・内装であり、規模も大きかった。(3.9%)

解放後に建てられた住宅はほとんど全て新村型の住宅である。新村とは解放後に市街地の外縁に作られた住宅団地のことで、建てられた住宅は6階建てまでの中層集合住宅である。構造は組積造を主体とし、床版や一部の梁・柱にプレキャストコンクリートが用いられている。最近の再開発による新村では、20階建て程度の高層住宅も建設され始めている。

このように、上海では解放前の煉瓦造住宅がおよそ50%を、解放後の新村型の4～6階建ての組積造・RC造混合構造の中層住宅が残りの半分を占めており、純木造住宅や一戸建ての住宅は皆無と言ってよい。解放前の住宅は先にも述べたように種々雑多な形式があり、構造設計もなされていないものが多く、そのそれぞれをモデル化していくことは困難を極めるものと考えられる。一方、解放後の住宅はほぼ全て、主体構造の壁に組積造を用いプレキャストコンクリートの柱梁で囲んだ形式であり、精度はともかくも前章で述べたような設計規準にそって建てられたものであるため、その動特性をモデル化することは比較的容易であるものと考えられる。本研究では、この様な中低層住宅を対象として解析を行うこととする。

4.4.3 組積造住宅のモデル化

ここではコンクリートの柱梁で囲まれた組積造壁を持つ中低層住宅を対象をしばって、その動特性をモデル化することとする。これ以後、この様な構法の構造物を一般的に組積造構造物と呼ぶこととする。壁を主要な耐震要素とした低層の構造物は、ほぼせん断変形が卓越するものと考えられるので、ここでは対象構造物をせん断質点系に置き換えることとする。

モデル化の対象としては同済大学の朱・呉による研究⁹⁾における対象構造物を用いることとする。これは4階建て外廊下式宿舎で、張間方向の壁の長さ8.6m、階高2.8mである。各階の重量は設計の際に用いられる規準値に基づいて算出され、1～3階は18.32ton/㎡、

最上層は12.05ton/m²となった。各層の粘性減衰定数については0.03と仮定した。

各層の復元力特性は以下のようにして定めた。スケルトンカーブについては、第1剛性k₁、第2剛性k₂、第3剛性k₃の関係は同済大学の研究を参考にし、

$$k_2 = (1 - q_1) \times k_1, k_3 = (1 - q_2) \times k_2 \quad (4.6)$$

と設定した。ここでq₂は第2折れ点での割線剛性k₁₂に対する剛性低下率を示し、実験結果より最上層より順に0.9, 0.908, 0.914, 0.915と設定されている。また、q₁は初期剛性に対する剛性低下率で0.5×q₂によって求められる。本研究では、その他の実験結果も参照し、第2折れ点を設計点と考え、その点での変形を設計法で定められた層間変形角(1/650rad)とし、設計烈度(日本における設計震度)に応じて求められた各層の許容せん断力をこの点での荷重とした。このモデルでは烈度8とすると最上層で20.5ton/m²、以下順に17.4、12.8、8.7ton/m²となる。また、上海の烈度は7であり、この場合は上記の数字のそれぞれ半分になる。

上記の考え方で第2折れ点が定まれば第1折れ点の荷重、変形および第3剛性は上記の剛性低下の関係から求めることが可能となる。塑性化が進行した場合の荷重の増加・低下については構法によって異なるために一概に定めることはできないので、ここでは、設計荷重の2割増しになった点で頭打ちとし、それ以上の変形では荷重は変わらないものと仮定した。この様にして求められたスケルトンカーブの例を図4.4.1に示す。このスケルトンカーブの初期剛性から構造物の固有振動数を計算すると、烈度8の地域の構造物では1次振動数が4.94Hz、2次が12.8Hz、烈度7では1次、2次それぞれ3.49Hz、9.06Hzとなった。

次に、履歴特性について、これまでの日本や中国で行われた実験によって得られた復元力特性の例¹⁰⁾を図4.4.2に示す。図に示されるように、壁の種類や工法によって紡錘形からスリップ型まで様々な形状を示すためここで1つの形に決定することは難しい。実験結果を蓄積し、その結果をもとに、組積造による壁を工法などによって分類を行い、それぞれについて特性のまとめを行っていくことが必要とされよう。ここでは、とりあえずの試みとして、各層の復元力特性を図4.4.3に示すようにトリリニアタイプとスリップタイプの履歴の組合せで表現することとし、その重合率αはパラメータとして変化させることとする。

4.5 表層地盤における地震動の推定

4.5.1 表層地震動推定手法の概要

第1章でも触れたように、都市表層における入力地震には種々の要因が影響を及ぼしており、その特性を正確に評価することは非常に困難である。これらの状況に基づき、現在までの被害推定の研究では、大きく分けて以下の2つの方法が採られてきた。

a)アテニュエーション式により直接、表層の最大加速度などを推定する

b)表層における地震波形を用いる

また、b)に関しては、

b-1)近傍で観測された強震記録を用いる方法

b-2)直接表層地震動をシミュレートする方法

b-3)工学的基盤における地震動の推定と、各サイトの表層地盤の増幅特性を組み合わせる各サイトの表層地震動を推定する方法

などが挙げられる。しかし、a)の方法では利用できる情報が少なく、特に入力地震動の周波数特性が全く考慮されていないこと、b-1)では都合の良い観測記録が得られる可能性が低いこと、b-2)ではシミュレーションの方法に現実とのつながりが見いだしにくいことなどの欠点がある。

また、b-3)に関する要因のうち基盤地震動の設定に関しては、

k-1)対象とする地点の工学的基盤で観測された基盤動を用いる方法

k-2)地震危険度解析から得られる最大加速度の期待値などを用い、ホワイトノイズを用いて基盤動をシミュレートする方法

k-3)アテニュエーション式による基盤での最大加速度などとホワイトノイズを用いて基盤動をシミュレートする方法

などが挙げられ、表層地盤の増幅特性については、

s-1)表層地盤のごく大まかな特性を表したフィルターを用いる方法

s-2)スペクトル上での増幅特性を考える方法

s-3)波動論的なモデルを用いて表層地盤の地震応答解析を行う方法

s-4)せん断質点系のモデルを用いて地震応答解析を行う方法

などが挙げられる。k-1)の方法では適用できる地点が限られ、またk-2)の方法は具体的な

想定地震との対応が見いだしにくい。また、k-3)については基盤動の周波数特性が表現されていないという欠点も挙げられる。一方、表層特性の評価については、フィルターを使えばその形状を決定するパラメータと実際の地盤の動特性との関係がつかみにくく、応答計算を各地点について行うのは非常に手間がかかる、といった欠点が挙げられる。

杉戸・亀田らは、これまでに得られた強震記録より工学的基盤面での地震動を推定しこれらを回帰分析することにより基盤動のシミュレーション手法¹¹⁾を、さらには地盤の非線形性を考慮した波動論による表層地震動を回帰分析することにより、基盤面より表層への地震動の変換係数^{12, 13)}を提案している。この一連の手法によればマグニチュード、震央距離、および表層地盤の特性を示す2つのパラメータのみによって、基盤動及び表層の周波数特性を考慮した入力地震動が作成可能となり、都市域における多くの点に対して被害推定を行うためには非常に適した方法であろうと考えられる。よって、本研究では入力地震動として本方法によるシミュレーション波を用いることとし、以下にその概要を示す。

一方、限られたサイトに関して被害推定をする場合は、表層地盤の応答解析を行う方が表層地盤の特性をより詳細に評価することが可能となる。s-3)に挙げた波動論に基づく解析は一般的には応答が弾性範囲に限られるものであるが、Schnabel, Lysmer, Seedは等価線形化法を用いて非線形領域にまで適用できる汎用的な解析手法を開発している¹⁴⁾。しかしながら、激しい地震動を受ける表層地盤においては、応答は大きく非線形領域へ踏み込むこととなり、どこまで等価線形化法による近似が成り立つかは不明である。そこで、ここでは表層地盤を成層地盤と仮定し、k-4)に示したようにせん断質点系に置換し、応答解析を行うこととした。その際、地盤各層の復元力特性には強度の非線形領域まで追従できるモデルを用いることとした。この手法についても以下に記す。

4.5.2 工学的基盤面における地震動の推定手法

杉戸・亀田らは、これまでに得られた強震記録より工学的基盤面での地震動を推定しこれらを回帰分析することにより基盤動のシミュレーション手法を示している。分析の対象とされた地震動は、

- (a) 地盤条件が明らかな強震観測点の地表面で観測されたもの(77成分)、
 - (b) 地下の基盤上で観測されたもの(8成分)、
 - (c) 地表の岩盤上で観測されたもの(6成分)、
- の計91成分である。そのうち、(a), (b)については等価線形化法を用いた重複反射理論によって工学的基盤面(解放基盤)での地震動に変換している。ここでは、せん断波速度600-700m/secの岩質層の上面を工学的基盤と仮定している。また、表面波を含んでいると判断される物については、表面波の成分を除去している。対象とした地震動のマグニチュードは5-8、震央距離は10-400km、また、最大加速度は100-300gal程度であった。このよ

うにして変換された基盤上の地震波をデータベース化し、これらを用いて基盤面での地震動のモデル化を以下に行っている。

通常、非定常特性を持つ模擬地震動 $x(t)$ は以下の式によって表現される。

$$x(t) = \sum_{k=1}^m \sqrt{2G(t, 2\pi f_k) \Delta\omega} \cdot \cos(2\pi f_k t + \phi_k) \quad (4.7)$$

ここに、 $G(t, 2\pi f)$ は時刻 t 、円振動数 ω における非定常パワースペクトル、 $\Delta\omega$ は円振動数の刻み幅、 ϕ は位相成分を示し通常は $0-2\pi$ の一樣乱数として与える。 m は重合数である。また、 $G(t, 2\pi f)$ は次式で示される。

$$G(t, 2\pi f) = \alpha_i(t) \frac{2\beta_{go}}{\pi^2 f_{po}} \frac{|f/f_{po}|^2}{[1 - |f/f_{po}|^2]^2 + 4\beta_{go}^2 |f/f_{po}|^2} \quad (4.8)$$

ここに、 f_{po} はスペクトルの卓越振動数、 β_{go} はスペクトル形状の鋭さを表すパラメータである。本モデルでは振幅変調型モデルを採用したため、両パラメータとも時刻 t にはかわらず一定としている。また、 $\alpha_i(t)$ は時刻 t における自乗平均パワーを示すパラメータであり、次式によって表現される。

$$\alpha_i(t) = \gamma^2 (t/t_m)^2 \exp[2(1 - t/t_m)] \quad (4.9)$$

ここで、 t_m は $\alpha_i(t)$ が最大となる時刻であり包絡線関数を決定するパラメータとなる。また、 γ は最大rms強度である。

上記2式中の4つのパラメータ、 γ 、 t_m 、 f_{po} 、 β_{go} については、前記の工学的基盤における地震動のデータベース中のデータを用いてマグニチュードと震央距離を説明変数として回帰分析を行って求めている。

4.5.3 表層地盤における地震動の推定手法

1) 基盤面と地表面の地震動の変換係数

杉戸・亀田らによる基盤面と地表面の地震動の変換係数の算定手法について以下に記す。

基盤動のパワースペクトルと地表地震動のパワースペクトルは変換係数 β_R を介して、次式のように関係づけられる。

$$G_s(t, 2\pi f) = |\beta_R(f)|^2 G(t, 2\pi f) \quad (4.10)$$

また、 $\beta_R(f)$ は有理関数を用いて次式のように示す。

$$\beta_R(f) = \frac{1 + 2\alpha^2(f/f_s)^2}{1 - (f/f_s)^2 + 4h_s^2(f/f_s)^2} \quad (4.11)$$

式中の α 、 f_s 、 h_s を決定すれば変換係数が求まることになる。以下にその手法を示す。

基盤面と地表面の同時地震記録は徐々には蓄積されつつあるがまだ利用できるデータは少ない。よって、4.5.2項で示した手法を用いて基盤面での地震動を算出し、この地震動を地盤モデルへの入力波とし、等価線形化手法による重複反射理論を用いて地表面での地震動を求めることとする。基盤動はマグニチュードが5から8、震央距離が0から300kmまでの範囲で、56組のパラメータの組合せについて、各々7成分ずつ、計392成分の波形を算出する。また、対象とした地点は地表から基盤面までの地盤構造が得られている10地点を選び、上述の392成分の基盤動について応答計算を行い、計3920成分の地表動を得た。

地盤の特性を表すパラメータとしては、容易に得られる情報より求められることが重要と考えられる。そのため、本手法では、通常のボーリング調査によって得られるN値によって算出される S_n と、基盤面までの深さ d_p を用いる。 S_n は地表面より15-20m程度までの深さの地盤の軟弱さを示すもので、以下のように示される。

$$S_n = 0.264 \int_0^{d_s} \exp[-0.04N(x)] \exp[-0.14x] dx - 0.885 \quad (4.12)$$

ここで、 $N(x)$ は深さ x m におけるN値、 d_s はボーリング資料の深さである。また、式中の係数は地表動の最大加速度に及ぼす地盤の軟弱さの影響を S_n が最も良く表すように、回帰分析によって定めたものである。 S_n 値は大きくなるほど地盤が軟弱であることを示し、表層から15mの深さまでN値がすべて0なら S_n は0.8程度となり、すべて50なら-0.7程度になる。

このようにしてシミュレートされた地表動と基盤動の非定常スペクトルの比を S_n 、 d_p の2つのパラメータを説明変数として回帰分析し、離散的な変換係数を求め、最終的には、この変換係数と振動数との関係を上述の有理関数がよく近似するように α 、 f_s 、 h_s という3つのパラメータをもとめることとなる。

以上の方法を用いて、地震に関するマグニチュード M 及び震央距離 Δ 、地盤に関する S_n 、 d_p という4つのパラメータによって、構造物の地震時応答を算出するための入力波形が決定できる。ここでは、比較的近い地震の例として震央距離 $\Delta = 45$ km、マグニチュード $M = 7.5$ 、遠い地震の例として $\Delta = 140$ km、 $M = 8.5$ の地震について、基盤地震動と表層地震動の一例を図4.5.1に示す。それぞれ、(a) は基盤の地震動を、(b) は比較的硬い地盤 ($S_n = -0.2$, $d_p = 30$ m)、(c) は軟らかい地盤 ($S_n = 0.6$, $d_p = 150$ m) の地表面の地震動を示す。この図から、震央距離が短いと主要動部分が短くなり、スペクトル特性はフラットに近くなること、硬い地盤上の地震動ではスペクトル特性は基盤動のスペクトル

特性をかなり反映するのに対し、軟らかい地盤での地震動は地盤のスペクトル特性が顕著に現れ、低い周波数に鋭いピークが現れること、などが読み取れる。卓越振動数は、軟らかい地盤の地表動では1.5-2.0Hz、硬い地盤の地表動では2.0-4.0Hz程度となっている。

2) 非線形増幅特性を考慮した表層地盤の地震応答解析手法

各地点の表層地盤を成層地盤と仮定し、土質柱状図を参考にしてせん断質点系にモデル化する。各地層の非線形履歴特性は大崎・原・清田によって提案されている土の非排水強度で規準化されたRmberg-Osgood (R-O) 型のモデルを用いて以下のように表現する¹⁵⁾。また、その形状を図4.5.2に示す。

$$\gamma = S_u / G_0 \times S \times (1 + \alpha |S|^\beta) \quad (4.13)$$

ここで、 γ : 土層のせん断歪、 S_u : 土のせん断強度、 S : 規準化せん断応力 $= \tau / S_u$ であり、 α 、 β はR-O型の履歴曲線の形状を決めるパラメーターである。これらの値 (S_u 、 α 、 β) は粘性土、砂質土別に図4.5.3に示した既往の土のせん断試験の結果を基に定められている。また、初期せん断剛性 G_0 は $\rho \cdot V_s^2$ より求められる。密度 ρ は各層の土質に応じて決められ、土のせん断波速度 V_s は各層のN値より求められる。各層のN値より V_s を求める式は種々あるが、ここではもっとも観測データと相関が高いと言われている以下に示す鏡味・後藤ら¹⁶⁾の式を用いて推定する。

$$V_s = 6.9 N^{0.17} H^{0.20} \times \begin{bmatrix} 1.0 : \text{粘性土} \\ 1.1 : \text{砂質土} \\ 1.2 : \text{砂礫} \\ 1.4 : \text{礫} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 1.0 : \text{沖積層} \\ 1.3 : \text{洪積層} \end{bmatrix} \quad (4.14)$$

ここで、 N は各層のN値、 H は各層中央の地表面からの深さを示している。また、各層の密度も土質・深さなどに基づいて既往の評価式を用いて評価が可能である。この様に、各層の土質、密度およびN値より復元力特性をモデル化することが可能となる。

この様にして得られた各層の復元力特性を用い、前述の工学的基盤面での推定地震動を入力して地震応答解析を行う。本研究では数値積分にはRunge-Kutta-Gill法を用い、時間刻みは0.005secとした。また、工学的基盤面での地震動が位相に一樣乱数を与えた模擬地震動で与えられるので、ここでは、一樣乱数をケースに応じて20から50組程度用意して地震波を作成し、これを用いて20回から50回行った地震応答解析の結果による最上層の加速度波形の組をこれ以後の建物の地震応答解析に用いる。または、地表面の最大加速度・最大速度を求める際には、この波形群の最大加速度・速度の平均値を用いた。

この手法を用いた表層地震動の推定例は、以後の章でいくつかの地域について被害推定を行った際にあわせて示す。

4.6 まとめ

本章では、被害推定のための地震応答解析に用いる構造物の動的モデルの作成方法を記した。4.2節、4.3節ではそれぞれ木造住宅、低層鉄筋コンクリート構造物の動特性の設定法を既往の実験結果や研究成果に基づき構築した。4.4節では同様の方法で中国における組積造建物の動特性のモデル化も試みた。4.5節では地震応答解析に必要な地震入力の作成手法について分類整理し、本被害推定手法で用いた杉戸・亀田らの手法および非線形挙動を考慮した表層地盤の地震応答解析手法について、その概要を示した。

第4章 参考文献

- 1) 京都市防災会議：京都市域における総合的な地震被害の想定に関する調査研究、1985.6.
- 2) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、pp.39-60.、1981.
- 3) 谷資信編著：構造の動的解析、技報堂出版、1978.
- 4) 志賀敏男：構造物の振動、共立出版.
- 5) 志賀敏男（研究代表者）：大地震時における都市生活機能の被害予測とその保全システムに関する研究、文部省科学研究費自然災害特別研究（1）報告書、1984.3.
- 6) 小野瀬順一：鉄筋コンクリート造建物の耐力分布と被害分布、第6回日本地震工学シンポジウム、pp.2081-2088.、1982.
- 7) 梅村魁編著：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続（中層編）、技報堂出版
- 8) 大阪市立大学経済研究所編：世界の大都市2「上海」、東京大学出版社、1986.

- 9) 朱 伯龍・呉 明舜・蔣 志賢：在周期荷載作用下磚砌体快復力特性的試驗研究、同濟大学結構理論研究所「建築結構快復力特性及非線性地震反應」研究報告集、1979, pp.10-1~10-22.
- 10) 朱 伯龍・呉 明舜：磚混結構房屋的非線性地震反應、同濟大学結構理論研究所「建築結構快復力特性及非線性地震反應」研究報告集、1979, pp.11-1~11-13.
- 11) Sugito, M. and Kameda, H., "Prediction of Nonstationary Earthquake Motions on Rock Surface", Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng. Vol. 2, No. 2, October, 1985.
- 12) 杉戸真太・亀田弘行・後藤尚男・広瀬憲嗣：工学的基盤面と沖・洪積地盤面の地震動の変換係数－表層地盤の非線形性を考慮した最大地動・応答スペクトル・非定常スペクトルの推定モデル－、京大防災研年報、第29号B-2, 1986, pp.41-58.
- 13) 亀田弘行・能島暢呂：リスク適合地震動のシミュレーション手法、京大防災研年報、第30号B-2, 1987, pp.107-119.
- 14) Schnabel, P., Lysmer, J. and Seed, B.:SHAKE -A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, EERC Report, Univ. of California, Berkeley, 1972
- 15) 大崎順彦・原 昭夫・清田芳治：地盤振動解析のための土の動力学モデルの提案と解析例、第5回日本地震工学シンポジウム、1978, pp.697-704.
- 16) 鏡味洋史・後藤典俊・太田 裕：各種土質指標を含むS波速度推定式の系統的構成、日本建築学会大会学術講演梗概集、1981.

(建築基準法公布)

1960年頃

(耐震規定改正)

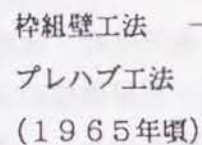


図4.2.1 木造建築の工法の変遷

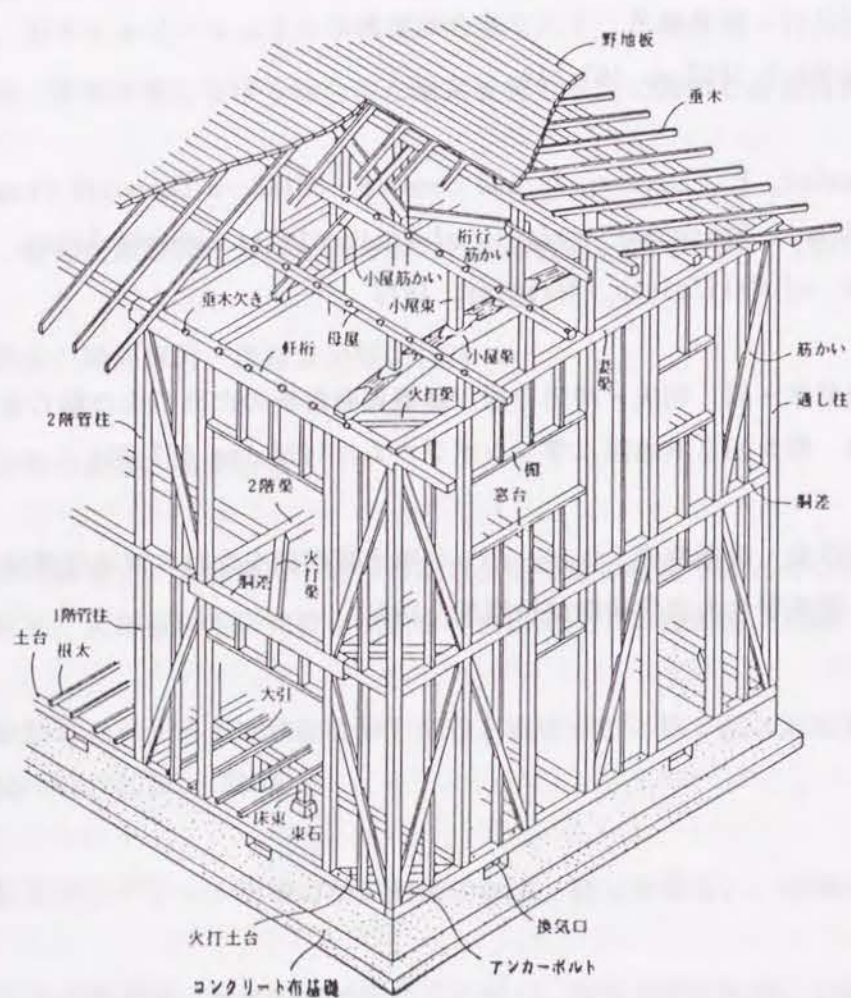


図4.2.2 木造住宅の軸組の一例

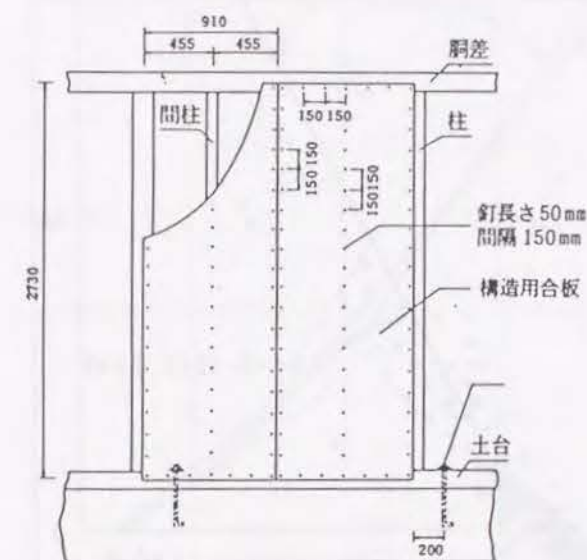


图4.2.3 榨組壁工法

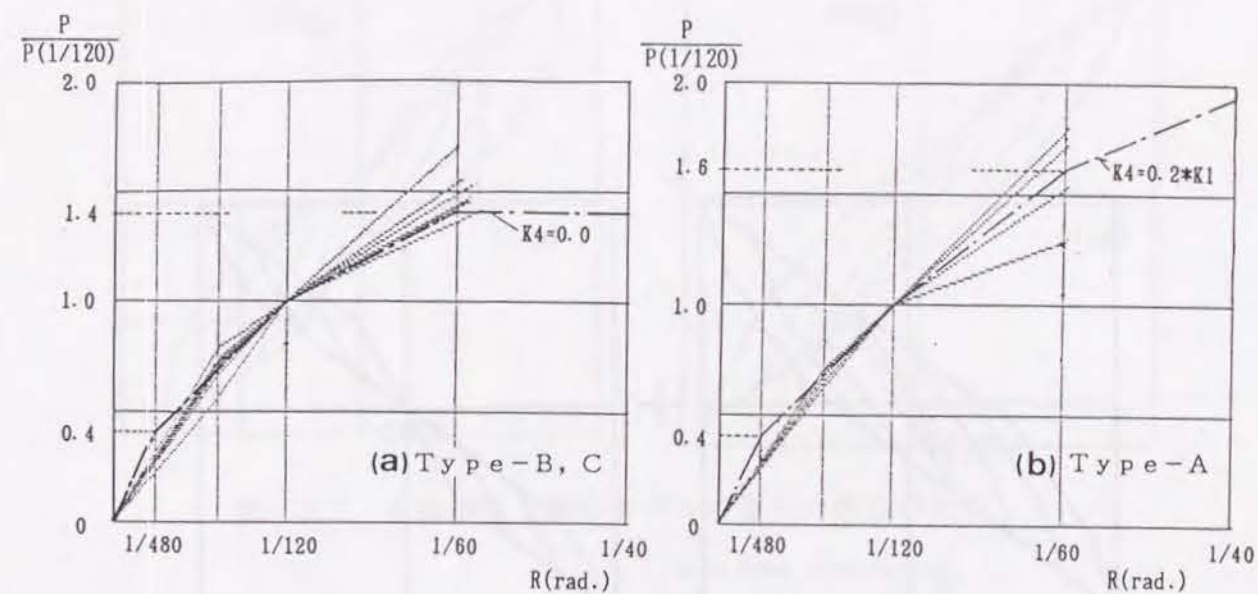


図4.2.4 既往の壁の実験より得られたスケルトンカーブ

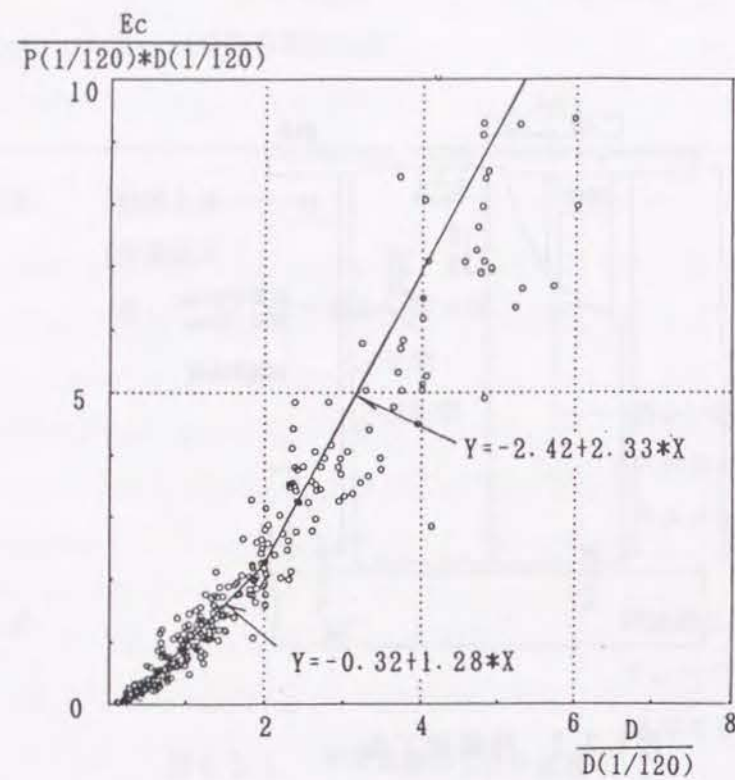


図4.2.5 既往の壁の実験より得られた履歴消費エネルギー

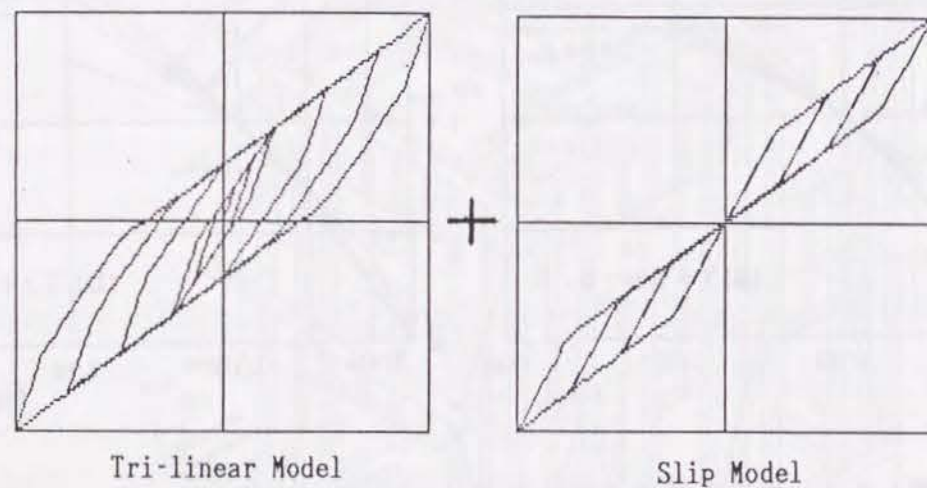


図4.2.6 解析に用いた履歴曲線

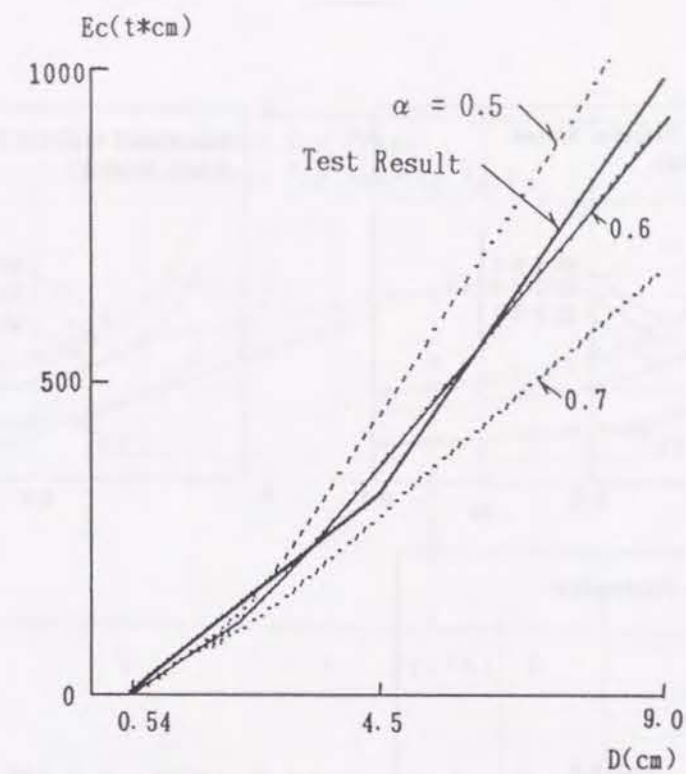


図4.2.5(b) 実験結果と解析モデルの履歴消費エネルギーの比較

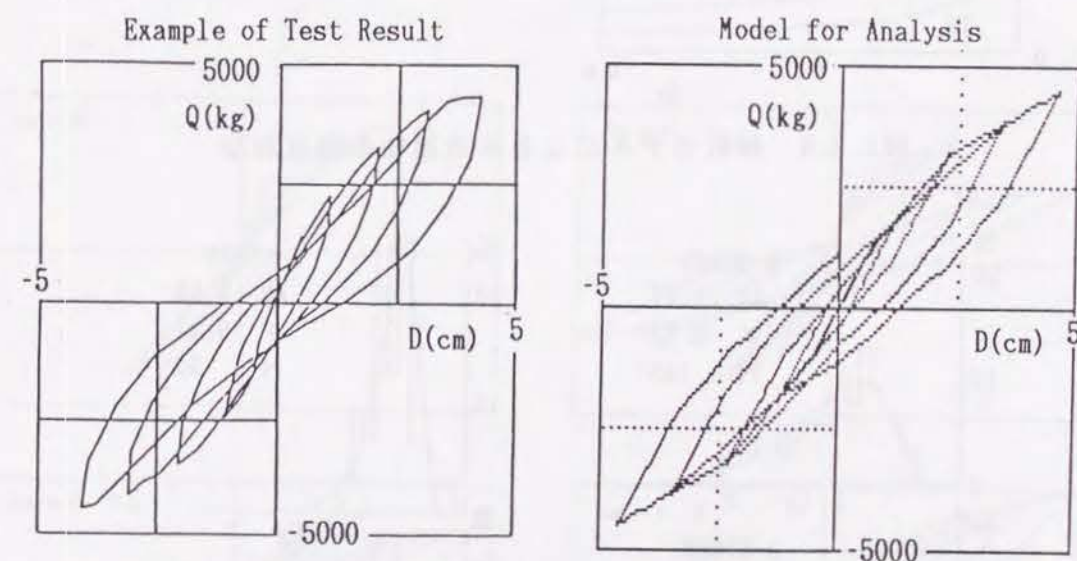


図4.2.7 実験結果と解析モデルの復元力特性の比較

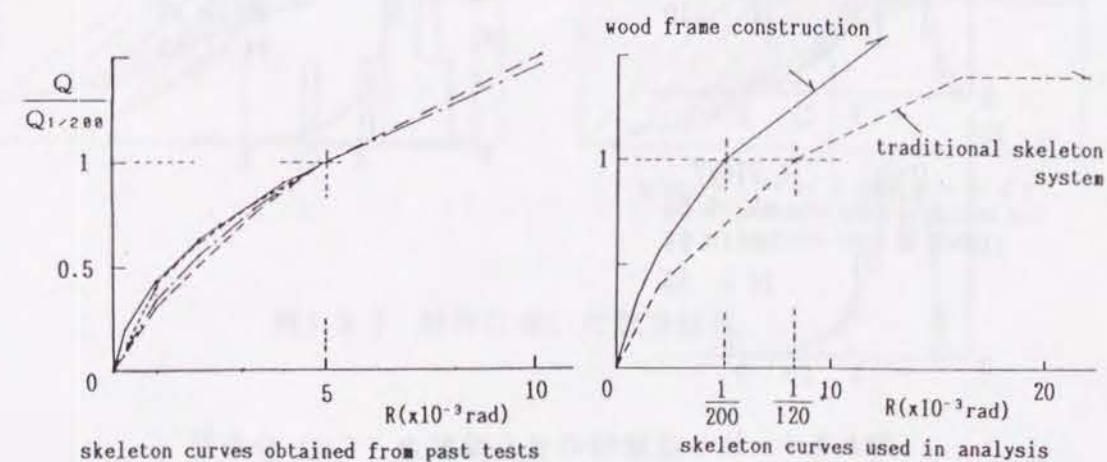


図4.2.8 枠組壁工法のスケルトンカーブの設定

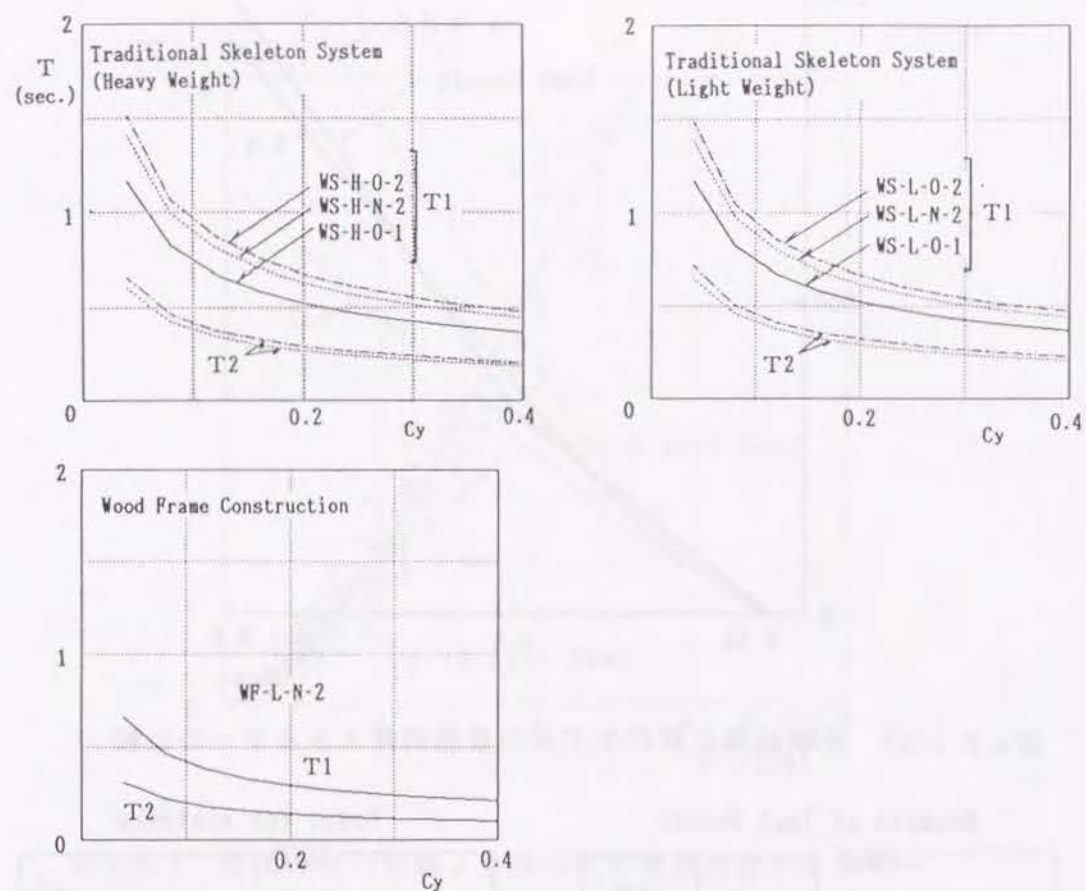


図4.2.9 解析モデルによる木造建物の固有周期

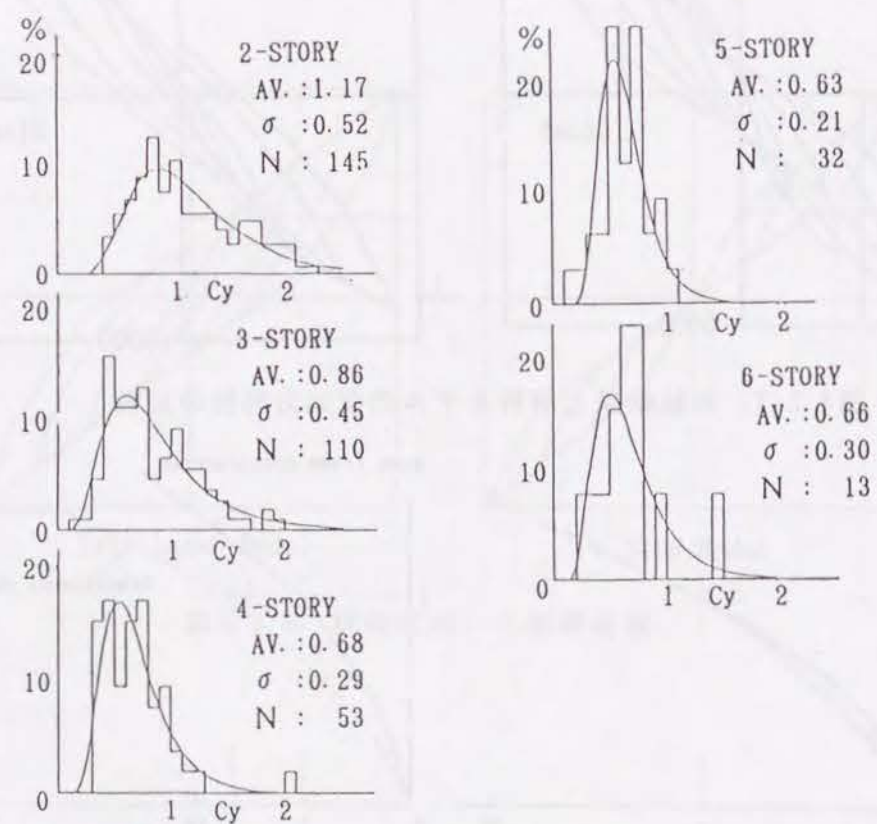


図4.3.1 RC造建物のせん断耐力 (Cy) 分布⁶⁾

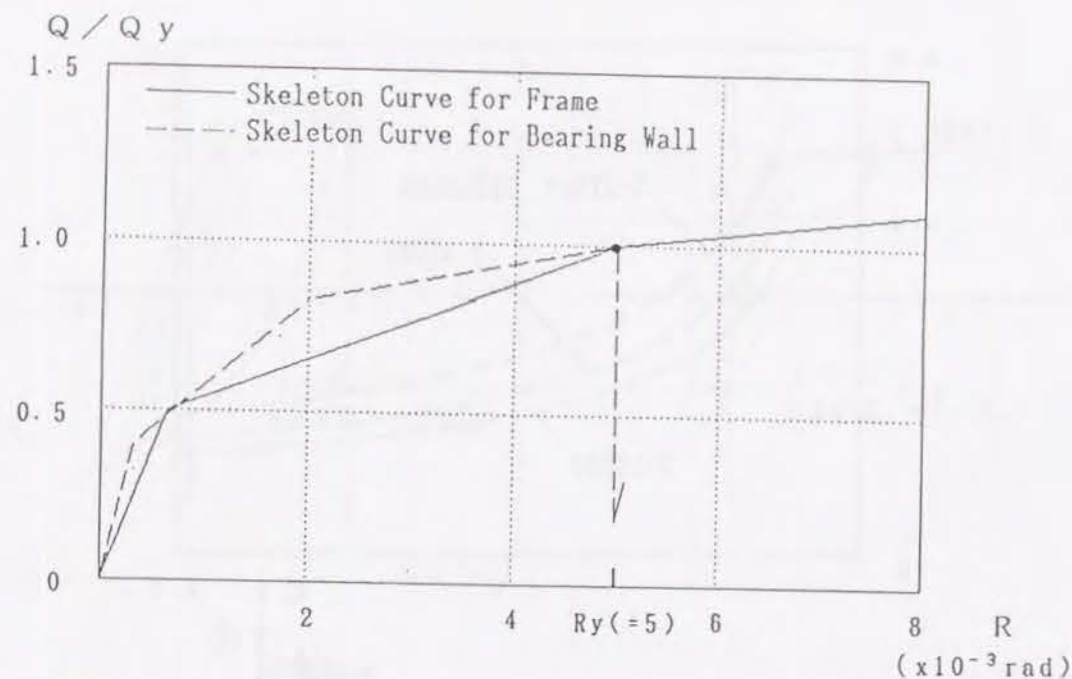


図4.3.2 設定したスケルトンカーブ

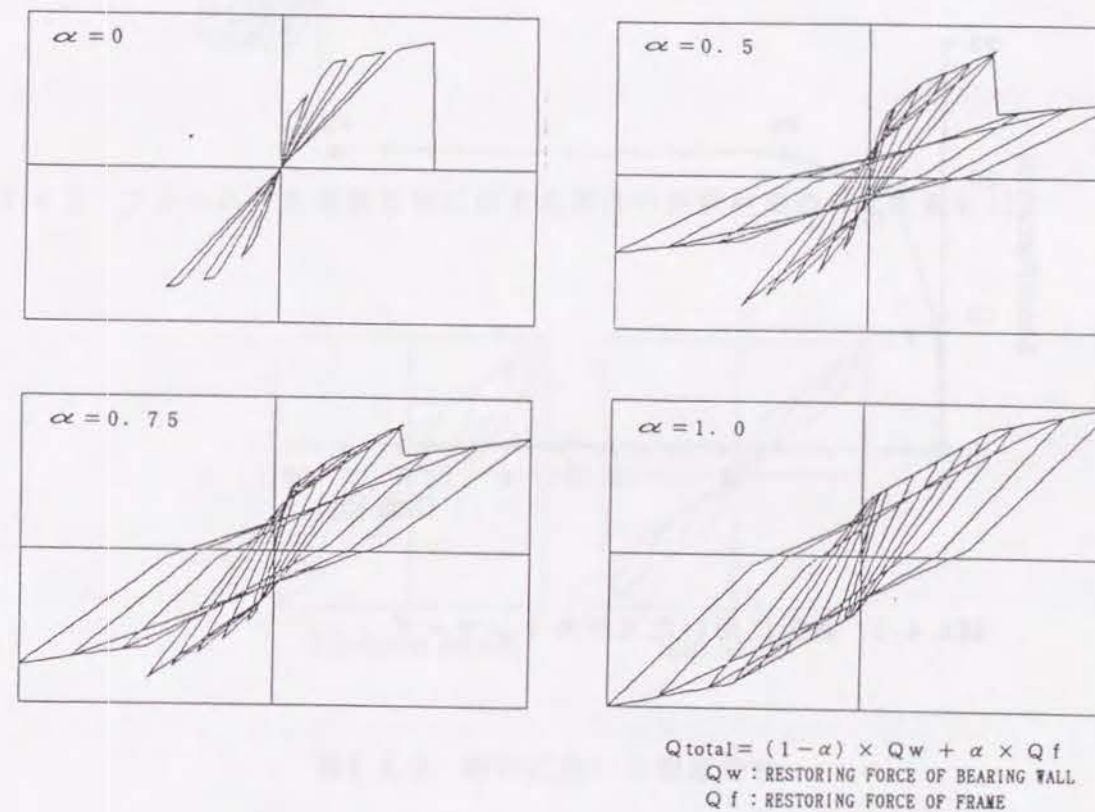


図4.3.3 解析に用いた履歴特性

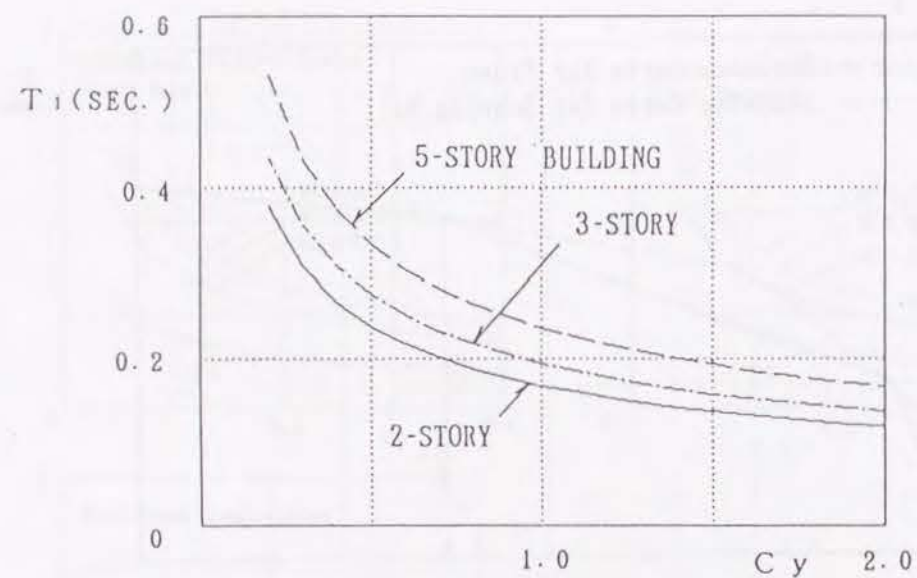


図4.3.4 解析モデルによるRC造建物の固有周期

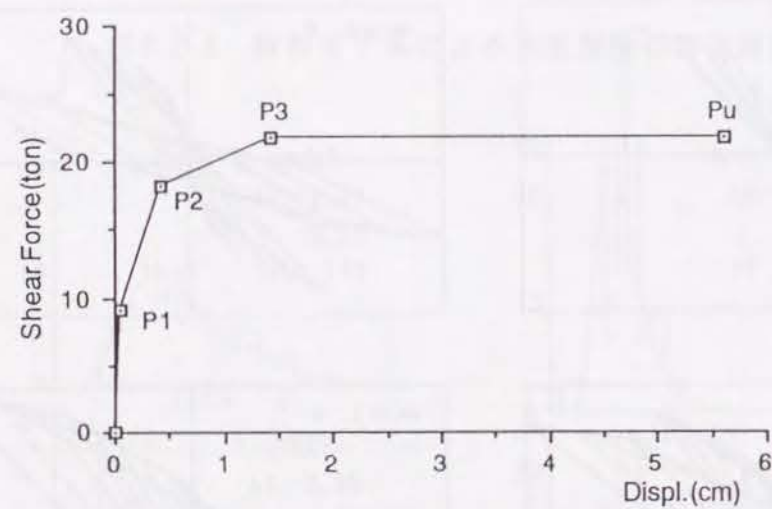


図4.4.1 解析に用いたスケルトンカーブ

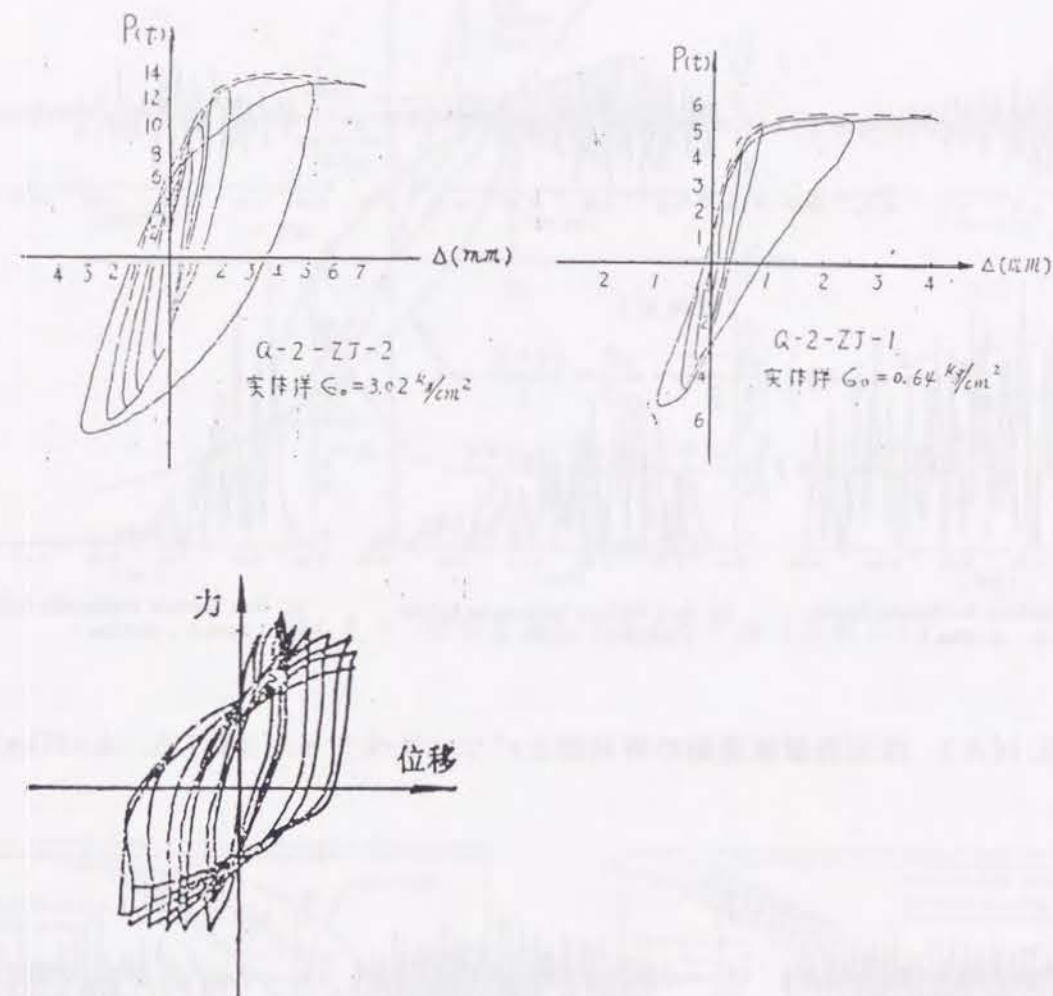


図4.4.2 フレーム付き組積造壁に関する既往の実験結果の例（文献9, 10）

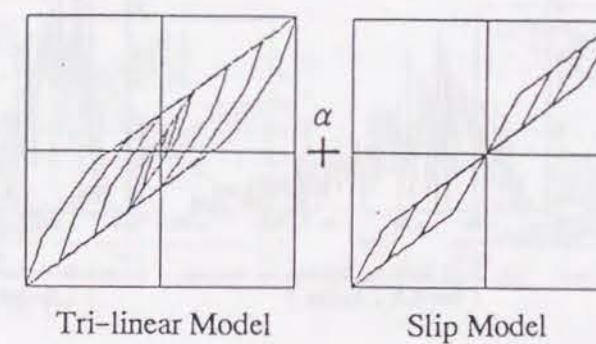


図4.4.3 解析に用いた履歴特性

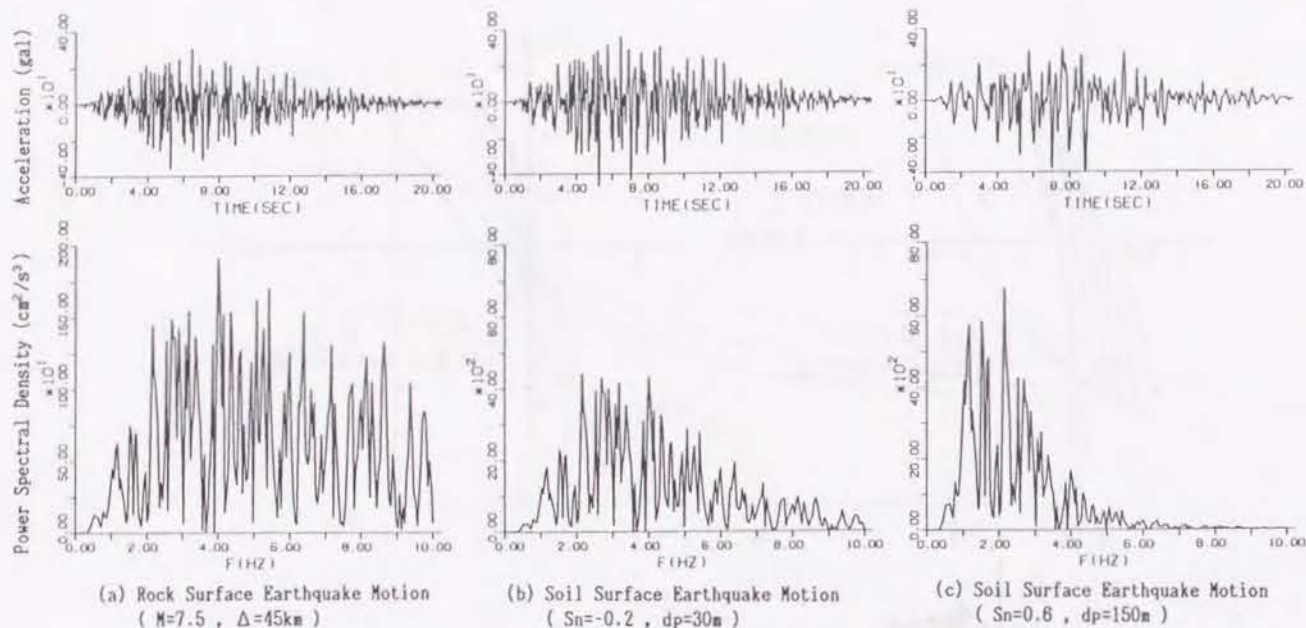


図4.5.1(A) 推定表層地震動の時刻歴とパワースペクトル ($M=7.5$, $\Delta=45\text{km}$)

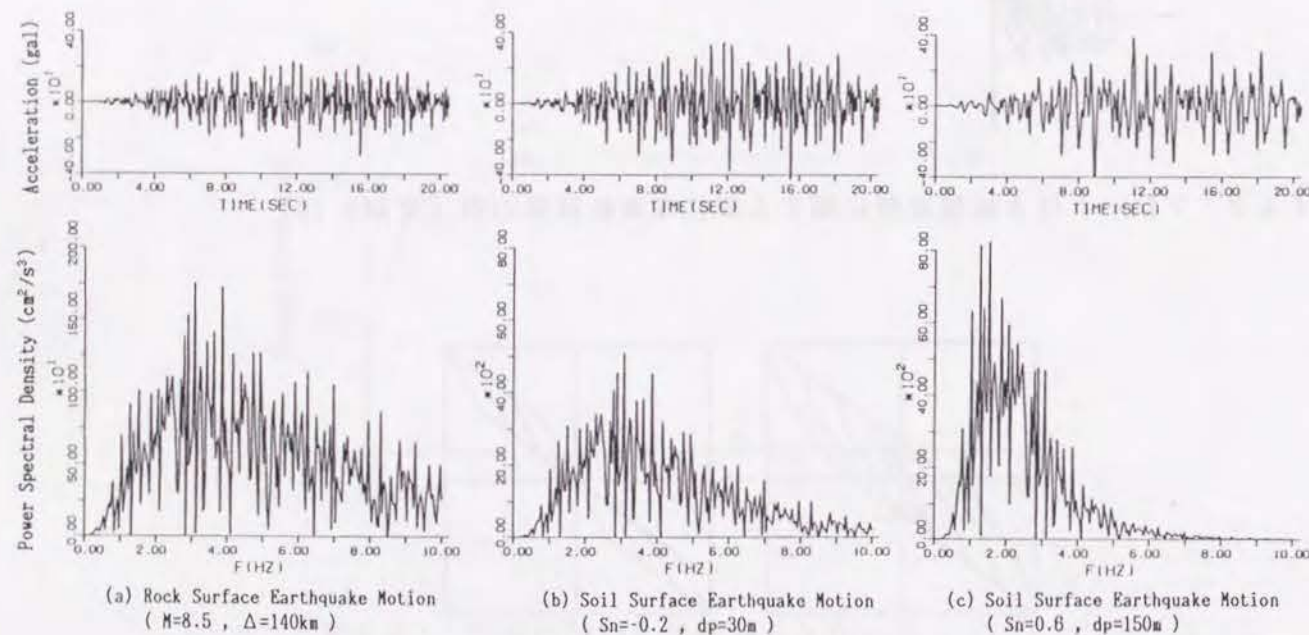


図4.5.1(B) 推定表層地震動の時刻歴とパワースペクトル ($M=8.5$, $\Delta=140\text{km}$)

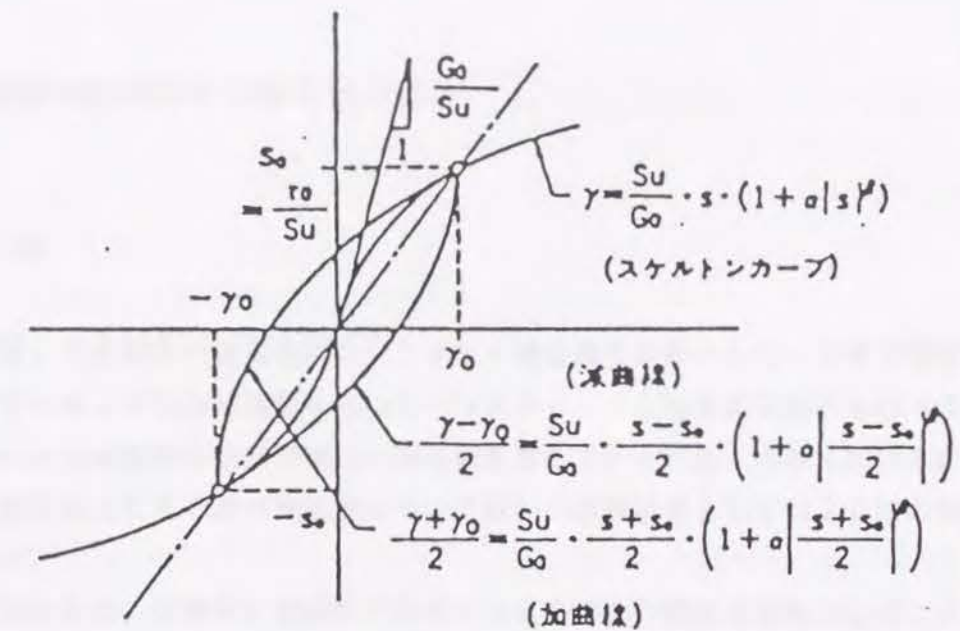


図4.5.2 解析に用いたR-0モデル (文献15)

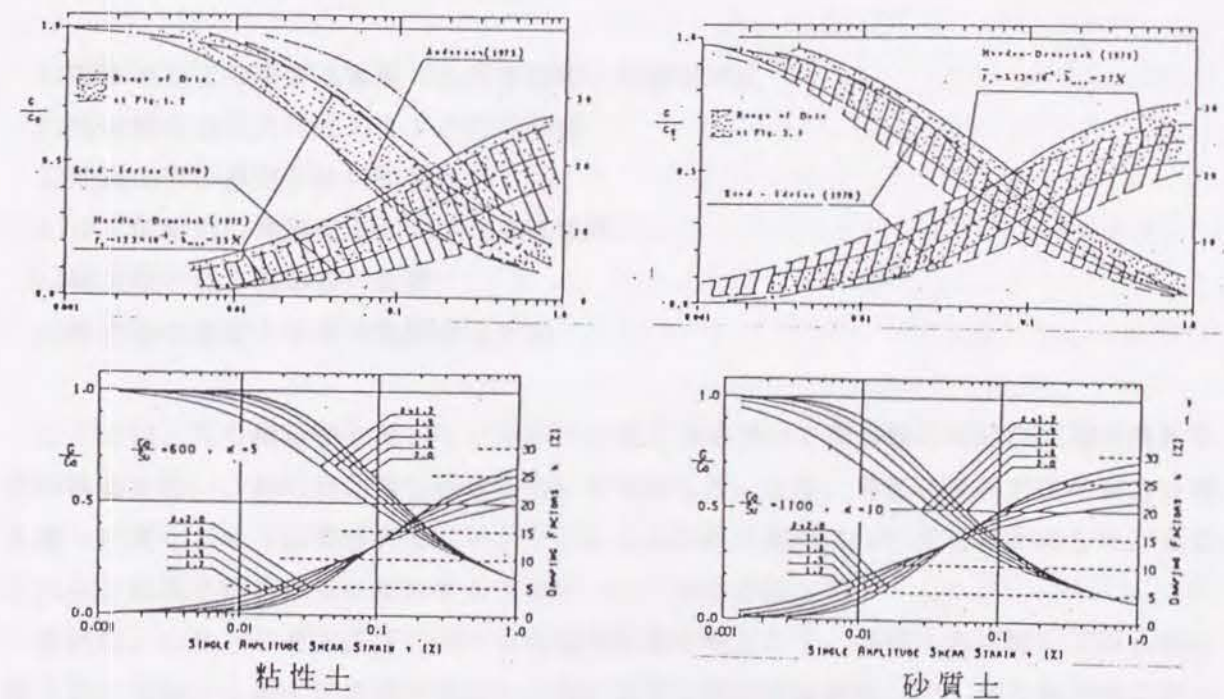


図4.5.3 既往の土のせん断試験の結果 (文献15)

5. 建築物群の地震応答特性の評価

5.1 概 説

本章では、木造建物と低層鉄筋コンクリート構造物を対象として、4章で設定した動的特性のモデルおよび入力地震動を用いてパラメトリックな地震応答解析を行った。ここで設定された入力地震動は位相情報に一樣乱数を与えているため、本章における応答解析では一樣乱数を変えた20波の地震動について行い、応答結果としては20波の結果の平均値を用いた。

まず、木造建物、低層RC構造物の基本的な応答特性の把握を目的として、入力地震動に関するパラメータおよび構造物のパラメータを変化させて多くのケースについて応答解析を行った。さらに、得られた結果より最大応答変位と構造物のせん断耐力の関係、最大応答変位と入力特性値との関係について考察を行った。

また、一般的に地震被害推定の精度向上を図るためには、以下の諸点を考慮する必要があるものと考えられる。

- 1)対象地点での表層地震動（入力地震動）の推定精度
- 2)構造物の復元力特性のモデル化の精度
- 3)地震応答の推定手法の精度
- 4)せん断耐力の建物高さ方向への分布特性
- 5)構造物のねじれ応答の影響
- 6)構造物の基礎と地盤の動的相互作用

ここでは、RC構造物に関して、本手法の考え方を用いて構造物のねじれ応答の解析手法の構築を行い、ねじれ応答の特性について考察した。また、各層の高さ方向の耐力分布を種々に変化させて応答解析を行い、それによる応答の変化について明らかにした。また、これらの結果を応答推定に反映する方法について考察を行った。

最後に、これらの最大応答に関する考察の結果を踏まえて、地震入力に関して得られる限られた情報から最大応答値を推定する為に簡便な推定式を構築した。RC構造物に関しては地震応答推定手法をさらに詳細な情報を考慮したものに再構築することも試みた。

5.2 木造建物の地震応答特性

5.2.1 応答解析の方法

これまでに述べてきた入力地震動モデルと木造構造物の動特性のモデルを用いてシミュレーション解析を行い、基本的な応答性状を明らかにする。解析対象としたパラメータを以下に示す。

地震に関しては、震央距離 Δ について、震央が比較的近い地震の例として $\Delta=45\text{km}$ 、遠い地震の例として $\Delta=140\text{km}$ の2種を採用した。また、マグニチュード M については、 $\Delta=45\text{km}$ の場合、最大マグニチュードを7.8として、6.5, 7.0, 7.5, 7.8の4種類、 $\Delta=140\text{km}$ の場合、最大マグニチュードを8.5として7.0, 7.5, 8.0, 8.5の4種類とし、4章で示した杉戸・亀田らの手法¹⁾を用いて8種類の基盤動を作成した。

表層地震動を推定する際の地盤の軟弱さを表すパラメータ S_n については、杉戸らによる京都地盤での S_n 値の分布²⁾を参照して硬い地盤の例として-0.2、軟らかい地盤の例として0.6の2種を、表層の厚さ d_p については基盤が浅い例として30m、深い例として150mの2種を用いた。また、各パラメータのそれぞれの組合せについて20波の模擬地震動を発生した。

構造物のパラメータについては、先に示したように構造物のタイプとして在来軸組工法(タイプWS-00、WS-0、WS-Nの3種)および枠組み壁工法(WF)、建物階数として平屋、2階建の2種を設定した。また、各タイプの耐力を示すものとして、前章で示したせん断耐力係数 C_y を用いた。 C_y はその構造物の持つ設計ベースシア係数に相当し、壁率が規定値ちょうどであるような標準設計の場合0.2となり、震度あるいはベースシア係数を0.2とした設計となることを示している。本研究のシミュレーション解析では、 C_y の値は0.04から0.4まで変化させて解析を行った。

応答解析における数値積分にはRunge Kutta Gill法を用い、時間刻み0.02sec、1024ステップにわたって計算を行った。また、粘性減衰定数については、既往の実大建築物での実験結果では加振時の振幅や加速度によって変化し、0.03-0.1程度の値を示しているが、明らかな傾向が得られるまでには至っていないので、ここでは一律0.05として用いた。木造建物の履歴特性は小変形からかなり大きなループを描き、それに伴って履歴減衰も大きくなると考えられるので、粘性減衰の不確かさはあまり応答結果には影響ないものと考えられる。

5.2.2 シミュレーション解析による基本応答特性

5.2.1項に示したパラメータを用いて、各パラメータの組合せについて20個の入力波に対

する変位応答の最大値を求めた。これ以後、この最大変位応答の平均値 U_{\max} と、構造物の耐力や入力の特性和との関係について考察する。ただし、2階建構造物の最大変位応答は、各層の最大値の大きい方とす。また、 C_y の値については、修復限界における耐力の大きさを規定する係数と定義しているが、ここでは、すべてのタイプについて変形1/120rad時の耐力に関する係数として表現している。

(a) 構造物の耐力と最大変位応答との関係

図5.2.1には木造構造物の地震応答例として、WS-0の2階建て構造物(WS-H-0-2: $C_y=0.5$)の変位応答時刻歴と1層の復元力特性の一例を示す。小さな変形レベルからかなり太い履歴ループを描き初め、大変形レベルになると非常に大きなループを描き、履歴吸収エネルギーも増大していることがわかる。

図5.2.2には一層構造物の最大変位応答と耐力係数 C_y との関係を、上段に震央距離45kmの場合、下段に震央距離140kmの場合について示す。○印はモデルWS-0-1、×印はモデルWS-00-1、また、二組あるうちの上側の線は軟らかい地盤、下側は硬い地盤の応答結果を表している。すべて屋根の重い場合の結果を示している。どの図においても基本的には右下がりの傾向、すなわち、耐力が高い物ほど応答が小さいという一般的な傾向を示している。また、マグニチュードが小さいうちは各耐力の建物とも平均的な応答を示すが、マグニチュードが大きくなるにつれて C_y の小さい方から応答が増大していく。一方、地盤の軟弱さの影響はかなり大きく、 $S_n=0.6, d_p=150\text{m}$ の場合、 $S_n=-0.2, d_p=30\text{m}$ の場合に比べて1.0-2倍の応答を示している。モデルWS-00-1とWS-0-1の応答量の比較では、低い応答レベルから高いレベルまで、両者はほぼ等しい値を示し、本手法による履歴特性の差は応答にはあまり影響していないことがわかる。

図5.2.3にはWS-H-0-2(在来工法、屋根重、旧基準)、WS-H-N-2(在来工法、屋根重、新基準)、WS-L-0-2(在来工法、屋根軽、旧基準)、WS-L-N-2(在来工法、屋根軽、新基準)、WF-L-N-2(枠組壁工法、屋根軽、新基準)の5種類の2階建ての木造構造物の U_{\max} とせん断耐力係数 C_y との関係を同様に示した。これらの関係は総じて右下がりの傾向を示しているが、在来軸組工法による木造住宅の1次、2次の固有振動数と入力波の卓越振動数との大小関係は地盤の軟弱さや C_y によって複雑に変化するため、条件によっては最大変位の変化が鈍くなったり、なかには上に凸の関係を示す場合も生じている。一方、枠組壁工法による住宅については、入力波の卓越振動数は総じて構造物の固有振動数より小さいため、 C_y が大きくなるにつれ最大応答は急激かつ単調に減少する傾向を示している。

また、○●印は比較的軟らかく厚い表層地盤上($S_n=0.6, d_p=150\text{m}$)での応答、□■印は硬く薄い表層地盤上($S_n=-0.2, d_p=30\text{m}$)での応答を示すが、在来軸組工法の住宅ではほぼすべての場合において軟らかい地盤上での応答の方が大きくなるのに対し、枠組壁工法では、 C_y が大きい範囲では硬い地盤上での応答の方が上回る傾向を示した。

在来軸組工法による軽い屋根の住宅については、総体的には重い屋根の住宅と同等の応答を示したが、入力によってはやや応答が大きくなる傾向が見られた。特に、硬い地盤上での応答は総じて大きくなる傾向を示した。なお、図中における黒い印は、既存建物では2層の方が開口部が少ないことが多くしたがって2層の壁量の方が1層より相対的に大きいことがあるので、これを反映させ2階の C_y を対応する白い印の場合の1.2倍としたものの応答で、実際の建造物の応答はこの両者の中間に位置すると考えられる。これによるばらつきは最大で3割程度で、中には、ほとんど差が生じないケースも見られた。このばらつきは一般的には旧基準によって設計された方が大きくなる傾向を示した。

最後に、図5.2.4には図5.2.2と同様、2階建て建物WS-H-00-2とWS-H-0-2の比較を示すが、1層建造物の場合と同様、両者の変形量ともほぼ一致した。これらの考察より、筋かいなしのモデルとしてモデル化されたWS-00も、このシミュレーション解析の範囲では、耐力が等しければ応答量はWS-0と同程度になることが分かった。このため、現状のモデル化の精度の範囲では、WS-00とWS-0を区別する必要は感じられないので、これ以後は、WS-0、WS-Nの2種類のタイプを考えることとし、これに含まれない新旧の差は耐力分布の差として捉えることとする。

(b)入力強度と最大応答変位との関係

図5.2.5には、対象とした地震のマグニチュードと最大応答変位との関係を示した。上段には震央距離45km場合、下段には震央距離140km場合を、また、○印は軟らかい地盤での例を、●印は硬い地盤での例を示している。さらには、各々の図中の同じマークの3本の線は、 $C_y = 0.05, 0.2, 0.4$ に対応する結果を表している。

いずれのケースにおいてもマグニチュードが大きくなると応答量は2次曲線的に増大する。これまで慣用的に用いられてきた尺度(層間変形5cmで半壊、10cmで全壊というもの)を参考にすると、平均層間変形が10cm(全壊点)を越えるのは、震央距離が140kmの場合にはなく、震央距離45kmの場合で、軟らかい地盤でマグニチュードが7.5を上回ったあたりからである。5cm(半壊点)を越えるのは震央距離140kmの場合、軟らかい地盤でマグニチュード8を越えるあたり、震央距離45kmの場合では軟らかい地盤でマグニチュード7を越えるあたり、硬い地盤で7.5を越えるあたりとなっている。以上のように、震央距離や地盤の特性によってこの関係は変化するものであり、これを定量的に扱うのはかなり困難であろう。

次に、在来工法(屋根重)の平屋、2階建てで $C_y = 0.2$ の建物について、全ての入力の平均最大加速度とその時の平均最大変形の関係を図5.2.6に示す。右上がりの傾向は読み取れるものの、相関はあまりよくない。そこで、図5.2.7には、表層地盤の特性別に、上段に $S_n = -0.2, d_p = 150\text{m}$ の場合、下段に $S_n = 0.6, d_p = 150\text{m}$ の場合の2ケースについて、図5.2.6と同様に示した。これによれば、最大地動加速度と応答変位の間には相関の高い右上がりの関

係があることがわかる。しかし、それは地盤によって変化するものであり、最大地動加速度と応答変位の間の一般的な関係を導くことは困難である。これまでの建造物の被害推定では最大地動加速度より被害を推定する場合が多かったが、これには上記の理由により注意が必要となろう。また、最大地動加速度と応答変位の間の関係は、平均層間変形が8cm程度になるまではほぼ直線で近似することができるが、それ以後、急激に応答量が增大していくことがわかる。図中に示した直線は応答変位が8cmまでの点について回帰分析を行ったものである。設定したスケルトンの最後の折れ点の変位は4.5cmであるので、ほぼこの倍の変形で本モデルの建造物は不安定な現象を示していることになるが、この点は建造物の破壊につながるクリティカルな点とも考えられよう。

図5.2.8には、同じ建物について、全ての入力の平均最大速度とその時の平均最大層間変形の関係を示すが、最大加速度との関係とは異なり、種々の地震・地盤条件が含まれるにもかかわらず、相関の高い右上がりの傾向が読み取れる。これは、入力最大加速度の場合とは違って地盤の持つ周波数特性にはかわからず、一定の傾向を持つことを示すものである。

図5.2.9には在来工法2階建ての屋根の重いもの、同じく屋根の軽いもの、枠組壁工法による建物に関して、入力地震動の諸特性(最大加速度 A_{gmax} 、速度 V_{gmax} 、2乗平均加速度 R_{MSACC} 、スペクトル強度 SI)と建造物の最大応答(U_{max})との関係をプロットした。ここで、最大応答変位は $C_y = 0.2$ のものに対する解析結果について示している。スペクトル強度については、減衰定数を3%とした速度応答スペクトルの周期0.1秒から2.5秒までの積分値として求めた。この図によれば、木造建造物については構造の種類に係わらず、建造物が破壊し応答が発散する点(8cm程度)以下では、最大応答変位 U_{max} と、最大速度やスペクトル強度との間には相関の高い線形関係が見られるのに対し、最大加速度や2乗平均平方加速度との間にはそれほど相関の高い関係は見られなかった。

これらの図より、木造建造物の復元力特性は小さな変形レベルより非線形性を有しかなり大きなエネルギーを消費するため、建造物の応答は入力エネルギーと消費エネルギーのバランスに大きく影響される。そのため、んゆうりょく(回復力)の速度との相関が高くなったものと考えられる。これまでは木造建造物の被害は入力の最大加速度と関係づけられることが多かったが、この傾向はそれに必ずしも一致しておらず注意が必要であろう。

5.3 鉄筋コンクリート建造物の地震応答特性

5.3.1 応答解析の方法

シミュレーション解析を行うに当たり、対象としたパラメータを以下に記す。

入力地震動については、木造構造物の場合と同様のパラメータの組み合わせにより20波の模擬地震動を作成して用いた。

構造物のパラメータについては、構造物のタイプとして先に示したタイプRC-O、RC-Nの2種、建物階数として2階建、5階建の2種を対象として計算を行った。また、各タイプのせん断力係数 C_y については、本解析では、0.5-2.0の範囲を対象とした。また、壁とフレームのせん断力の負担率 α については0.5の場合と1.0の場合について計算を行った。応答解析における数値積分にはRunge Kutta Gill法を用い、時間刻み 0.01sec、2048ステップにわたって計算を行い、それぞれのパラメータの組合せについて20個の入力波に対する層間変形角の最大応答値の平均値を求めた。ただし、各解析ケースでの最大応答は各層の最大値のうち最も大きなものと定義している。

5.3.2 シミュレーション解析による基本応答特性

(1) 構造物の耐力と最大応答との関係

旧基準による2階建て(RC-O-2)、 $C_y=0.5, 1.0$ の場合の1層の変位時刻歴と復元力特性を図5.3.1に示す。木造住宅の場合は、小変形のレベルからかなり大きな履歴を描くのに対し、RC構造物の場合では履歴ループはかなり細く、それに伴って履歴吸収エネルギー消費量も木造住宅よりは小さくなっていると考えられる。また、せん断耐力がある程度大きければ、入力加速度の最大点付近で比較的大きな応答を示した後は応答がおさまっていく傾向にあるが、耐力が小さくなると、応答変位が増大するにつれて、剛性が劣化して固有周期が伸び、さらに大きな変形が生じていく傾向がある。この傾向は変形が終局点に達し耐震壁が破壊した場合に特に顕著である。

図5.3.2には、 $M=7.5$ 、 $\Delta=45\text{km}$ の場合の平均最大層間変形角とせん断力係数の関係を示す。図中、○印は軟らかい地盤上に建つ構造物の応答、□印は硬い地盤上の構造物の応答を示す。この図より、

- 1) RC構造物は木造構造物とは異なり、全てのタイプの構造物について右下がりの2次曲線的な関係を示す、
 - 2) C_y が極端に小さくない限り、硬い地盤の表層地震動の卓越振動数の方が軟らかい地盤の振動数よりRC構造物の固有振動数に近くなるため、硬い地盤上の構造物の応答の方が大きくなる傾向を示す、
 - 3) $\alpha=0.5$ の場合の応答は、 C_y が大きな範囲では $\alpha=1.0$ の場合に比べてほぼ等しいが、 C_y が小さくなるにつれて応答が急増する、
 - 4) 旧基準による構造物の応答は新基準によるものと比べてかなり大きくなり、特に5階建の場合にその傾向が顕著である、
- などの諸点が明かとなった。これらの傾向は、他のパラメータの組合せによる入力の場合

でもほぼ同様であった。

(2) 入力強度と最大応答との関係

図5.3.3の上段には、それぞれのタイプの $C_y=1.0$ の構造物について、全ての入力の平均最大加速度 A_{gmax} とその時の平均最大層間変形角 R_{max} の関係を示す。下段には同様に入力の平均最大速度 V_{gmax} 、と R_{max} の関係を示す。木造構造物の場合には、最大速度と応答変位の間には相関の非常に高い右上がりの直線の関係がみられたが、RC構造物の場合にはそれほど高い相関はなかった。一方、最大加速度との関係においては、種々の地震・地盤条件が含まれるにもかかわらず、相関の比較的高い右上がりの傾向が読み取れる。この傾向は $C_y=1.0$ の場合だけでなく、他の耐力の場合も全く同様であった。これは、RC構造物の履歴ループの面積は木造構造物に比べるとかなり小さくエネルギー消費量も少ないので、その応答性状は構造物の耐力によって影響される度合いが強いためと考えられる。

5.3.3 高さ方向のせん断耐力分布の差が最大応答に及ぼす影響

本研究におけるこれまでの応答解析では、構造物の各層のせん断耐力係数は、ベースシア係数に相当する C_y に応じて、旧基準によるものは震度法の考え方によって、新基準によるものは新耐震設計法に規定された A_i 分布によって決定してきた。しかしながら、現実の構造物では、各層は設計法どうりの分布を持つわけではなく、実際には雑壁による余力を持った層が存在したり、逆に他層に比べて弱い層が存在したりする。そこで、本節では設計法どうりの係数分布と異なる耐力を持つ層が存在する場合、その層の存在が応答にどのように影響するか考察を行った。

対象とした構造物は新・旧基準法による6階建てのもので、前項で用いた各種地盤条件のもとで作成した波を入力して解析を行い、最大応答の平均値を求めた。耐力分布は6層の内1層ないしは2層が設計法どうりの耐力の2割増(+で表示)あるいは2割減(-で表示)の耐力を持つように設定した。図5.3.4には $C_y=1.0$ の場合のものについて各層の応答分布を設計法どうりのもの(以下規準応答と呼ぶ:実線)と比べて示した。図中、モデル図の黒丸で示した層が耐力を増減させた層である。

新基準によるものでは、1層のみを増減させた場合(下図)は、設計法どうりのもののほぼ一様な応答分布に比べて、対応する層の応答のみが増減する傾向を示した。2層の耐力が増える場合(上図)はその層の影響でその他の層の応答が増え、耐力が減る場合はその他の層の応答が減る傾向を示した。しかし一般的には、いくつかの層の耐力が増えた場合では、各層の応答量のうちの最大値はほぼ規準応答と等しいかやや大きい程度であった。一方、いくつかの層で耐力が減った場合は、それに見合った程度の応答量の増大が見られた。

旧基準によるものでは、規準応答は上層の応答ほど大きくなる傾向を示すが、1層あるいは2層の耐力を増やした場合は、設計法どうりのものに比べて、全般的に応答が減る傾向を示した。耐力を減らした場合はその層の応答が幾分増えるもののその他の層の応答は減る傾向を示した。一般的には、いくつかの層の耐力が増えた場合では、各層の応答量のうちの最大値はほぼ規準応答と等しく、いくつかの層で耐力が減った場合も、最上層の耐力が減るケースを除けば規準応答と等しいかやや小さくなる傾向を示した。

次に、図5.3.5には上記のケースについて C_y を変化させた場合の各層応答量のうちの最大値の変化を示した。ここで、+1は1層のみの耐力を割増した場合、-2は2層の耐力を減らした場合等を示している。これによると、新規準による建物の規準応答（上図実線）は他の耐力分布の場合を含めて応答の下限値を示しており、旧規準によるものの規準応答（下図実線）は、最上層の耐力が規準より小さいという特殊な場合（下図点線）を除いては、その他の耐力分布の場合を含めて応答値のほぼ上限を示していることが読み取れる。

現状では、これら高さ方向の分布特性が応答量に及ぼす影響を定量的に捉えるためにはあまりにも解析例が少ないが、旧規準・新規準による耐力分布を持った構造物の最大応答が、様々な耐力分布を持ったものの最大応答のそれぞれ上限値・下限値を表すことは、応答推定のばらつきを限定し、応答推定の精度を高めるためには非常に有益な情報であると考えられる。

5.3.4 構造物の弾塑性ねじれ応答が最大応答に及ぼす影響

既往の鉄筋コンクリート構造物の地震被害に関して、被害建物について被害状況を詳しく調べると、ねじれ応答が生じその影響によって被害が増大されたものがかなりの数にのぼるものと考えられる。そこで、本節では、本研究で用いている応答解析手法に各層のねじれ方向の自由度を付加した1軸偏心モデルを用いて解析を行い、ねじれ応答が各層の最大応答量に及ぼす影響について考察した。

解析に用いたモデルを図5.3.6に示す。モデルは弾塑性1軸偏心モデルで、左図に示すように各層の重心は一直線上にあるものと仮定し、それに対して剛心が各層ごとに一方向へ変化するものとした。壁は図5.3.6右に示すように重心から等距離 a に二枚存在するものと仮定し、それぞれ壁量 $Lw1, Lw2$ を持つものとする。それぞれの壁は壁量に比例した耐力 $Qy1, Qy2$ をもち、また、本解析で用いる復元力特性は降伏変位を一定と仮定しているので、各壁の剛性 $(K1, K2)$ も壁量に比例して求められる。偏心距離 e はこの剛性をもとに次式で求められる。

$$e = a \times (K2 - K1) / (K1 + K2) \quad (5.1)$$

また、偏心比 e は e を回転半径で除して得られる。例えば、各層の質点を一辺 $2a$ の正方形と仮定すると、回転半径は $\sqrt{2/3}a$ となり、偏心比は、

$$e = 1.225 \times (K2 - K1) / (K1 + K2) \quad (5.2)$$

で表される。既往の地震被害に関する研究では、ねじれによる被害が生じた建物では e は0.3~0.6の範囲にあることが明らかにされている。例えば、 $K1$ と $K2$ の比は $e=0.3$ の場合38:62、 $e=0.6$ の場合25:75となる。また、ねじれによる被害のほとんどが1層に集中しているので、ここでは1層の偏心比のみを0から0.6まで変化させ、その他の層は偏心がないものとして解析を行った。

このモデル化の方法ではねじれ方向の固有振動数は e に関わりなく、同一方向の壁量の総和より計算されるせん断耐力係数 C_y より求められる。4章で示したRC構造物の実際の C_y 分布³⁾に基づいて固有振動数を求めたものの概念図を図5.3.7に示す。 C_y が0.5の場合でねじれ固有振動数は7.3Hz、 C_y が1.0の場合で10.4Hz程度となり、並進運動の固有振動数の1次と2次の中間に位置していることがわかる。

図5.3.8は新規準による6階建ての建物を対象に行った解析結果で、左がほぼ弾性範囲の例、右が最大応答が修復限界(1/200rad)に達する直前の場合の最大層間変形角を示している。 Rg が重心の変位、 $R1, R2$ はそれぞれの壁位置での変位を表す。応答が弾性範囲のレベルでは、偏心比の増大に比例して Rg も増大し、 $R1$ と $R2$ の差、すなわちねじれ応答もほぼ比例して大きくなる。しかし、どちらかの壁の応答が塑性域に入ると、各々の位置での応答量は不安定に増大していき、特に壁量の小さい側の応答が急激に増大していくことがわかる。すなわち、ねじれ応答の付加により壁量の小さい側の壁の塑性化がさらに進み、構造物全体の応答が増大される傾向を示している。

ここでは、構造物の応答を重心の層間変形角 Rg と重心回りのねじれ回転角 ϕ に分離して、その応答の特性について明らかにする。まず、図5.3.9には、重心の最大応答を偏心比が0の場合のもので規準化して示す。解析は軟らかい表層地盤の例($S_n=0.47$ 、 $d_p=150m$: Site-L)と硬い表層地盤の例($S_n=-0.51$ 、 $d_p=30m$: Site-B)の場合について入力レベルを○●□■の順に増大させて行った。どのモデルの場合でも、 e に対する最大応答比の変化については、入力の差による影響は顕著ではなかった。新耐震設計法によるものは e の増加にほぼ比例して最大応答比も増加するが、モデルによる差はそれほど大きくはなかった。また、旧規準によるものでは、1層の応答がねじれによって増大することによってシステムの応答が均一化される傾向を示し、最大応答は増大しないかあるいは減少するケースが多かった。総体的には偏心のある構造物の重心の応答量は入力の大小には大きくは影響されず、 e が0.2以下の場合は、ほとんど偏心のない場合と等しいことが明らかであっ

た。

次に、図5.3.10には重心回りの応答回転角 ϕ の変化を図5.3.9と同様にモデル毎に示した。 ϕ はやはり e に比例して増加する傾向にあるが、 R_g の場合とは異なり入力レベルに大きく影響されていることが解る。また、硬い地盤上の応答の方がやや大きくなる傾向にある。新規準による2・6階建ての $e=0.4$ までの応答値について原点を通る直線で近似し、その傾きと入力動の最大加速度との関係を図5.3.11に示したが、ほぼ直線となっており、ねじれによる重心回りの回転角の応答は偏心比と入力加速度に概略比例していることが見て取れる。これらの傾向を正確に把握するためにはより多くのケースについて検討を進めねばならないが、これらの関係を用いることによってねじれ応答による応答量の増加を推定することが可能となろう。

5.4 都市建築群を対象とした地震応答推定式

5.4.1 木造建物の地震応答推定式

図5.2.8および図5.2.9によれば、木造建物の最大変位は、そのサイトの表層地震動の最大速度と高い相関があることが明らかとなった。そこで、ここでは入力の最大速度と最大変位との関係を簡単な回帰分析によって定量的に表現することを試みる。

最大地動加速度の場合と同様、最大速度と応答変位の間の関係は、平均層間変形が8cm程度になるまではほぼ直線で近似することができるが、それ以後、急激に応答量が増大していくことがわかる。この傾向は $C_y=0.2$ の場合だけでなく、他の耐力の場合も全く同様であった。よって、ここでは屋根の重い在来工法の建物について、0.04から0.4までの耐力係数 C_y を持った構造物のそれぞれについて、変位が8cmまでの点について直線で自乗回帰を行った。相関係数は各ケースについてすべて0.98以上であった。このようにして求めた回帰直線の係数（傾き）と C_y の関係を図5.4.1に示す。ただし、縦軸は1000倍にしてある。これによると、1層モデル（WS-H-1）とWS-N-H-2についてはほぼ右下がりの直線的な傾向が見られるが、WS-0-H-2については前にも述べたように C_y が0.16から0.2で最も傾きの係数が大きく（変形が大きくなり易く）なっており上に凸の形状を示している。よって、ここでは C_y と傾きの係数 A_1 について、1層モデルとWS-N-H-2では直線で、WS-0-H-2では3次曲線で自乗近似することとした。図中にはこれらの近似曲線も併せて示している。

以上の回帰分析の結果を式で表すと次のようになる。

$$U_{\max} = a_1 \times V_{\max} \quad (5.3)$$

ここで、 U_{\max} は応答変位、 V_{\max} は地動速度の最大値であり、 A_1 は以下の式で示される。

$$A_1 = 0.1856 - 0.0317 \times C_y \quad (1 \text{ 層モデル}) \quad (5.4)$$

$$A_1 = 0.1277 + 0.1429 \times C_y - 0.1159 \times C_y^2 + 0.0249 \times C_y^3 \quad (\text{WS-0-H-2}) \quad (5.5)$$

$$A_1 = 0.1582 - 0.0303 \times C_y \quad (\text{WS-N-H-2}) \quad (5.6)$$

この式によれば、対象とする地域の地動最大速度分布が得られれば、各モデルについて概略の平均最大変形が求められる。

5.4.2 低層鉄筋コンクリート構造物の地震応答推定式

(a) 入力の最大加速度による定式化

図5.3.3によれば、低層RC構造物の最大変位は、そのサイトの表層地震動の最大加速度と高い相関があることが明らかとなった。そこで、ここでは入力の最大加速度と最大層間変形角との関係を簡単な回帰分析によって定量的に表現することを試みる。

0.5から2.0までのせん断耐力係数 C_y を持った各タイプの構造物のそれぞれについて、終局点（変形角 $R=5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ ）までの点について直線で自乗回帰を行った。このようにして求めた回帰直線の係数 A_1 （傾き）と C_y との関係を図5.4.2に示す。ただし、縦軸は1000倍にしてある。これによると、各モデル共に $R_{\max}-C_y$ 関係と同様に右下がりの2次曲線を描いているので、ここでは C_y と傾きの係数 A_1 について、2次曲線で自乗近似することとした。図中にはこれらの近似曲線も併せて示している。以上の回帰分析の結果を式で表すと次のようになる。

$$R_{\max} = A_1 \times A_{g\max} \quad (5.7)$$

ここで、 R_{\max} は平均最大層間変形角、 $A_{g\max}$ は地動加速度の最大値であり、 A_1 は以下の式で示される。

$$A_1 = 21.4 - 21.2 \times C_y + 5.6 \times C_y^2 \quad (\text{RC-0-2}) \quad (5.8)$$

$$A_1 = 28.5 - 23.9 \times C_y + 5.8 \times C_y^2 \quad (\text{RC-0-5}) \quad (5.9)$$

$$A_1 = 17.2 - 17.5 \times C_y + 4.7 \times C_y^2 \quad (\text{RC-N-2}) \quad (5.10)$$

$$A_1 = 15.5 - 14.6 \times C_y + 3.9 \times C_y^2 \quad (\text{RC-N-5}) \quad (5.11)$$

この式を用いれば、対象とする地域の地動最大加速度が得られれば、各モデルについて概略の平均最大応答が求められることとなる。

しかしながら、どのような条件でも入力最大速度と高い相関を持った木造住宅の場合とは異なり、図からもわかるように、低層RC構造物の場合は最大応答は必ずしもいつも最大加速度と高い相関を持つとは限らず、その他の要因も影響を及ぼしているものと考えられる。

(b)せん断耐力からの定式化

ここでは、視点を変えて、構造物の最大応答をせん断耐力との関係から捉えて定式化を試みる。いくつかのモデルのせん断耐力 C_y と最大応答 R_{max} との関係を、軟らかい地盤の例(Site-L)と硬い地盤の例(Site-B)の2つの場合について図5.4.3に示した。5.2.2項でも示したように、低層RC構造物についてはこの関係はどのような場合にでも単調な右下がりの関係を示すので、これを以下に示す式によって表現する。

$$R_{max} = \alpha \times C_y^{-\beta} \quad (5.12)$$

この式によって表される曲線の例を図5.4.4に示す。これからわかるように、係数 α はせん断耐力係数 C_y の規準値(=1.0)における応答値を、係数 β は C_y の変化に対する応答値の変化の割合をそれぞれ示すこととなり、最大応答の変化を物理的に説明するのに好都合である。この関数を用いて構造物の最大応答とせん断耐力との関係を近似し図5.4.3中に併せて示したが、各ケースについてこの関数によってかなり良い近似が得られるものと考えられる。

図5.4.5には係数 α と入力地震動の最大加速度との関係を示す。ここで、モデル名の括弧中の数字は耐震壁とフレームの耐力負担の割合 γ を示す。すなわち、0.5の場合は各々が半々に負担し、1.0の場合はフレームが全てを負担することを示している。また、軟らかい地盤(黒いマーク)と硬い地盤(白いマーク)に関して、それぞれ震央距離の異なる2つのケースについて、入力レベルを変えて解析を行った。図より、規準量の C_y を持った構造物の最大応答は入力地震動の最大加速度に比例し、その特性は、震源の遠近や地盤の硬軟による地震動の周波数特性の差にはかかわらないことが明らかである。そこで、この関係を原点を通る直線で近似し、その傾き α_1 を求めた。図5.4.6には α_1 とモデルの建物の層数 N 、新旧($0 \cdot N$)、壁・フレームの耐力負担の割合 γ との関係を示した。新規準による建物では、層数、 γ に係わらず α_1 はほぼ一定であったのに対し、旧規準による建物では γ には影響されないものの、建物層数の増加に対してほぼ比例的に増加する、すなわち建物が高くなるほど応答が増大する傾向を示した。以上、 α に関する関係をまとめて示すと以下のようなになる。

$$\alpha = \alpha_1 \times A_{gmax} \quad (5.13)$$

$$\alpha_1 = \alpha_{11} = \text{一定} \quad (\text{新規準による建物の場合})$$

$$\alpha_1 = \alpha_{12} \times N \quad (\text{旧規準による建物の場合})$$

続いて係数 β について、 α の場合と同様に入力の最大加速度との関係を図5.4.7に示す。 α の場合と同様に右上がりの関係となったが、同じ構造物の場合でも地盤条件によってその傾きが異なる傾向を示した。これらの関係を一次直線で近似し各モデルごとに図5.4.8に示す。これより、硬い地盤より軟らかい地盤の場合の方が β は大きくなる、すなわち構造物の耐力の変化に対する最大応答の変化が大きくなる傾向となった。また、壁の耐力の負担が大きい方、建物層数の多い方が β は相対的に大きくなる傾向を示した。以上の β に関する関係をまとめると、

$$\beta = \beta_1 + \beta_2 \times A_{gmax} \quad (5.14)$$

但し、 β_1 および β_2 は地盤種別、壁の割合、構造物の層数の関数となる。

α_{12} 、 β_1 、 β_2 の算定については、現状では解析例がまだ少ないため、具体的な評価式は得られていないが、今後解析を進めるにつれ、より良い表現が得られるものと考えられる。また、第6章において行う被害推定例ではこれらの係数は現状の図5.4.6、図5.4.8より読み取った値を直接用いている。この手法により、構造物や建物サイトなどの特性をより詳細に考慮した応答推定が可能となろう。

5.5 まとめ

本章では、第4章で定式化した構造物の動的モデルを用いて、パラメトリックな地震入力に対する地震応答解析を行い、構造物の応答特性について考察した。また、せん断耐力の高さ方向への分布およびねじれ応答が最大層間変位に及ぼす影響についても解析を行い、その結果について考察を行った。最後に得られた解析結果より被害推定に簡便に用いることの出来る被害推定式を導いた。

5.2節では、在来軸組工法および枠組壁工法による木造建物についてパラメトリックな地震応答解析を行い、地盤、構造物の特性が構造物の応答性状に及ぼす影響について考察した。その結果、木造住宅の強度と最大応答の関係は地盤と構造物の周波数特性の関数に強く影響され、枠組壁工法による住宅は右下がりの単調な関係となるが、在来軸組工法の住宅ではかなり複雑な関係を示した。また、ほぼ全ての種類の木造住宅の最大応答は、履歴

吸収エネルギーが大きい、表層地震動の最大速度と非常に高い相関を示した。

5.3節では、低層RC造建物について同様にパラメトリックな解析を行った。その結果、本手法によってモデル化した構造物については、せん断力係数のほとんどの範囲において構造物の固有振動数は入力地震動の卓越振動数よりも高くなる関係にあった。その結果、全てのモデルについて、構造物の最大応答はせん断耐力の低下にともない2次曲線的に増大する傾向を示した。また、構造物の最大応答は、入力動の最大速度とは良い相関は見られなかったが、入力の最大加速度との関係においては、構造物が破壊に至るまで、かなり明かな線形関係を持つことが示された。

高さ方向のせん断耐力分布を様々に変えて応答計算を行ったところ、旧基準による逆三角形分布より得られる最大応答は同じ層数を持った構造物の最大応答のほぼ上限値を、新規基準によるA_i分布より得られるものはほぼ下限値をそれぞれ示し、それ以外の分布形を持ったものの最大応答はこの中間に収まることが明らかとなった。

また、ねじれ応答を考慮した解析の結果、重心の最大変位は入力の大小に係わらず偏心比に応じて変化すること、重心回りの回転応答の最大値は偏心比に応じて増大するがその割合は入力の最大加速度に比例して大きくなることなどが明らかとなった。

5.4節では、シミュレーション解析の結果をふまえて、木造建物については入力の最大加速度と、また、RC造建物については入力の最大加速度と構造物の最大応答の関係について回帰分析を行い推定式を導いた。

また、RC構造物については、推定精度の向上を目的として、せん断耐力と最大層間変形角との関係をもとに最大変形の推定に関して定式化を行った。低層RC構造物の最大変形量は入力の最大加速度、構造物の新旧・層数・耐震壁の負担率および地盤条件より簡単な式によって求められることが示された。

第5章 参考文献

- 1) Sugito, M. and Kameda, H., "Prediction of Nonstationary Earthquake Motions on Rock Surface", Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng. Vol. 2, No. 2, October, 1985.
- 2) 杉戸真太・亀田弘行：地盤の非線形増幅特性を考慮した地震動マイクロゾーニングについて、土木学会関西支部都市防災シンポジウム講演集、1987.10、pp.105-110.
- 3) 小野瀬順一：鉄筋コンクリート造建物の耐力分布と被害分布、第6回日本地震工学シンポジウム、1982、pp.2081-2088.

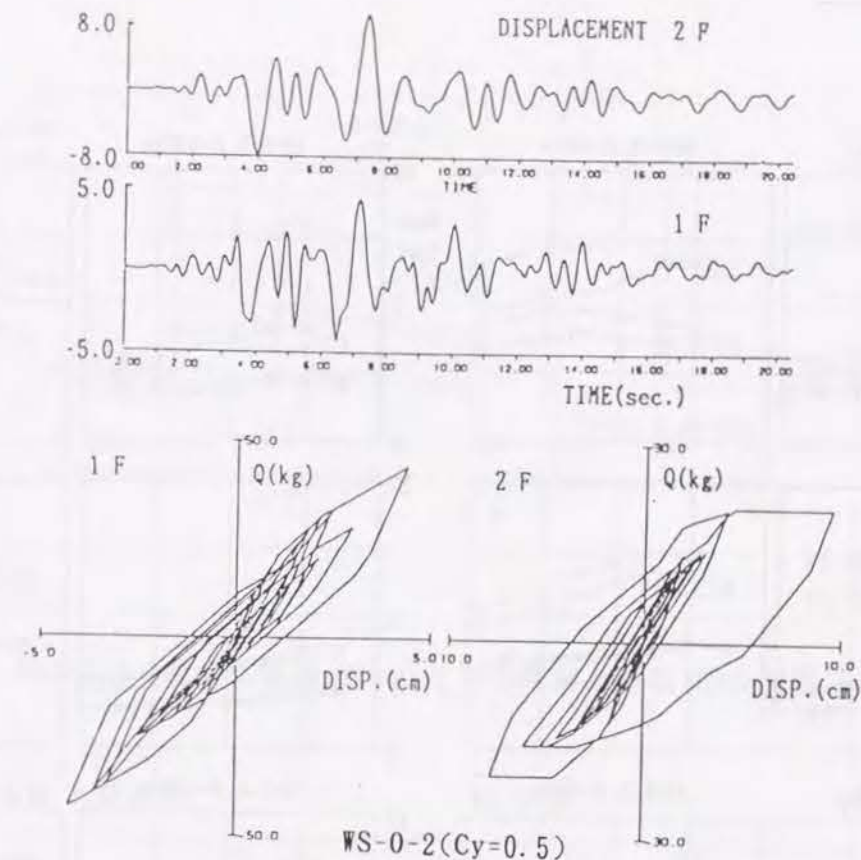


図5.2.1 木造構造物の地震応答の例

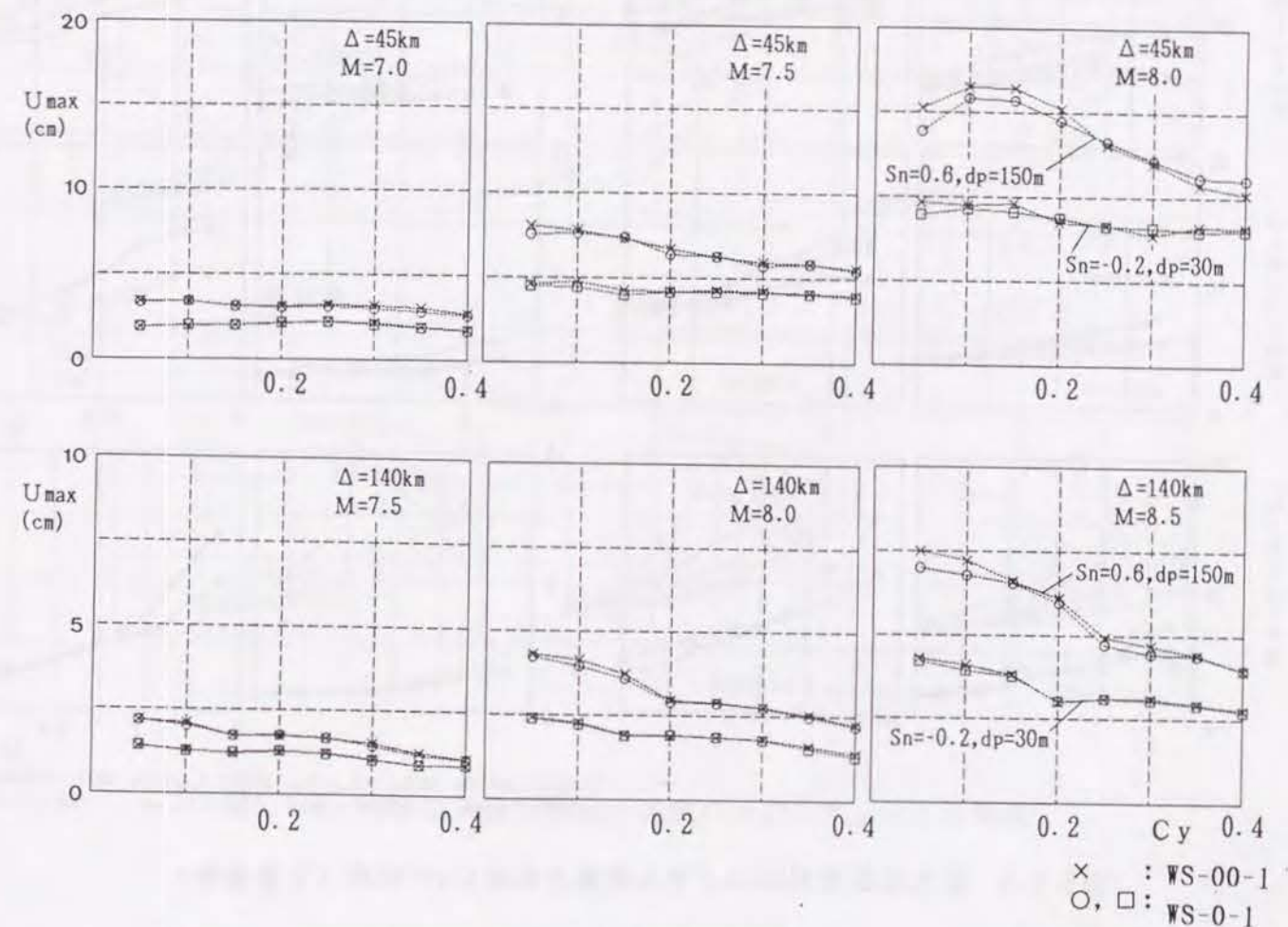


図5.2.2 最大応答変位 U_{max} とせん断耐力係数 C_y の関係（1層建物）

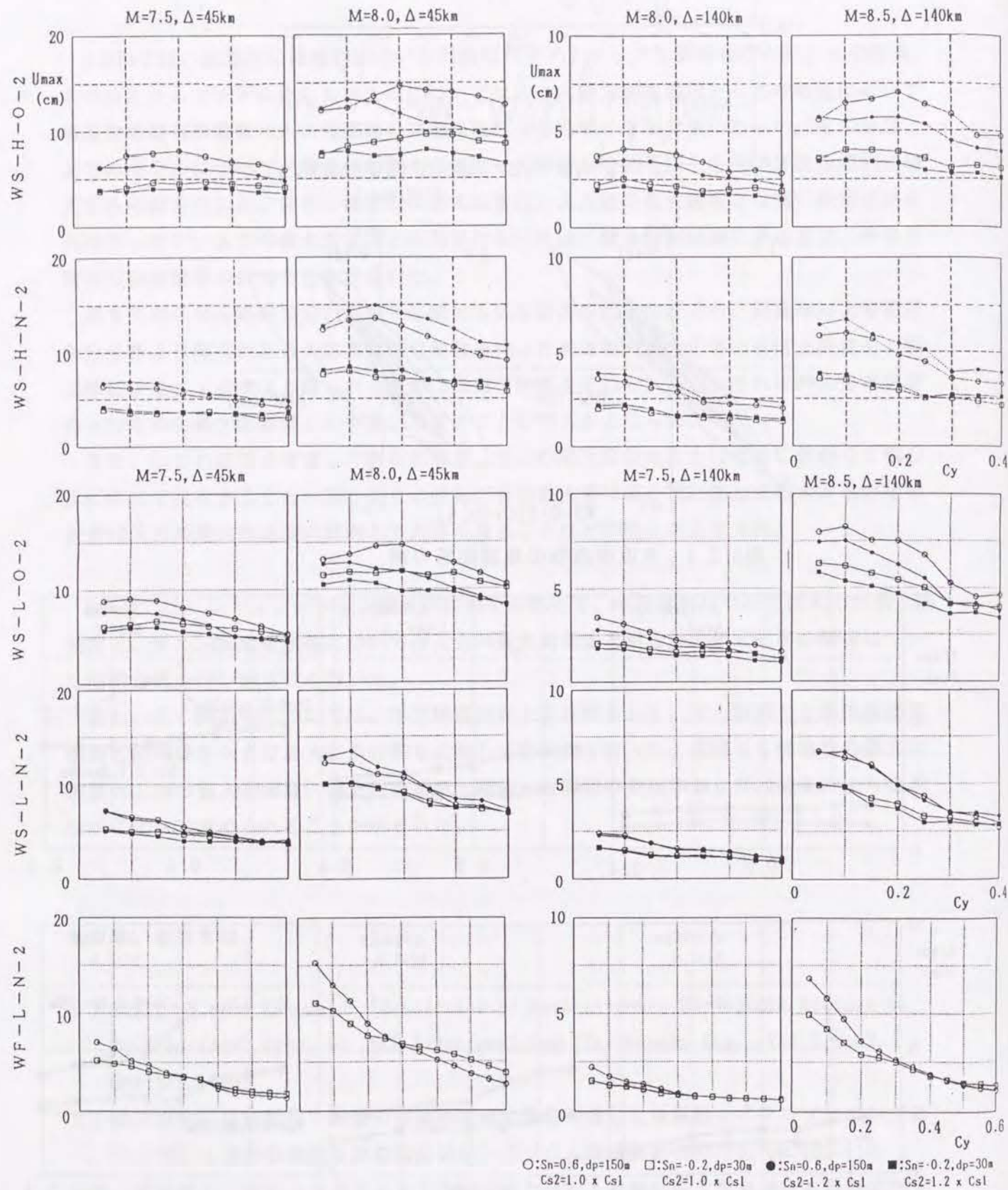


図5.2.3 最大応答変位 U_{max} とせん断耐力係数 C_y の関係 (2層建物)

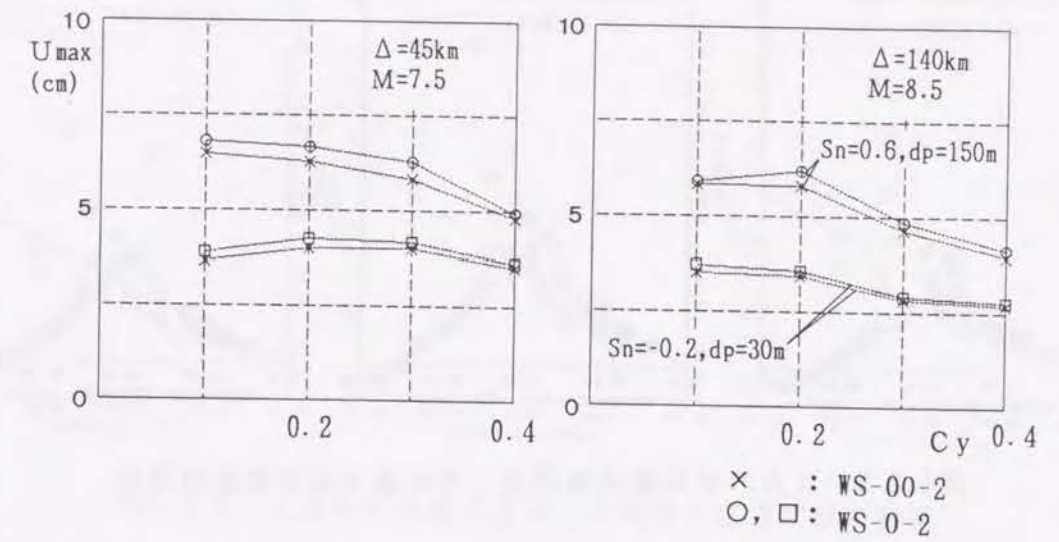


図5.2.4 最大応答変位 U_{max} とせん断耐力係数 C_y の関係 (2層建物)

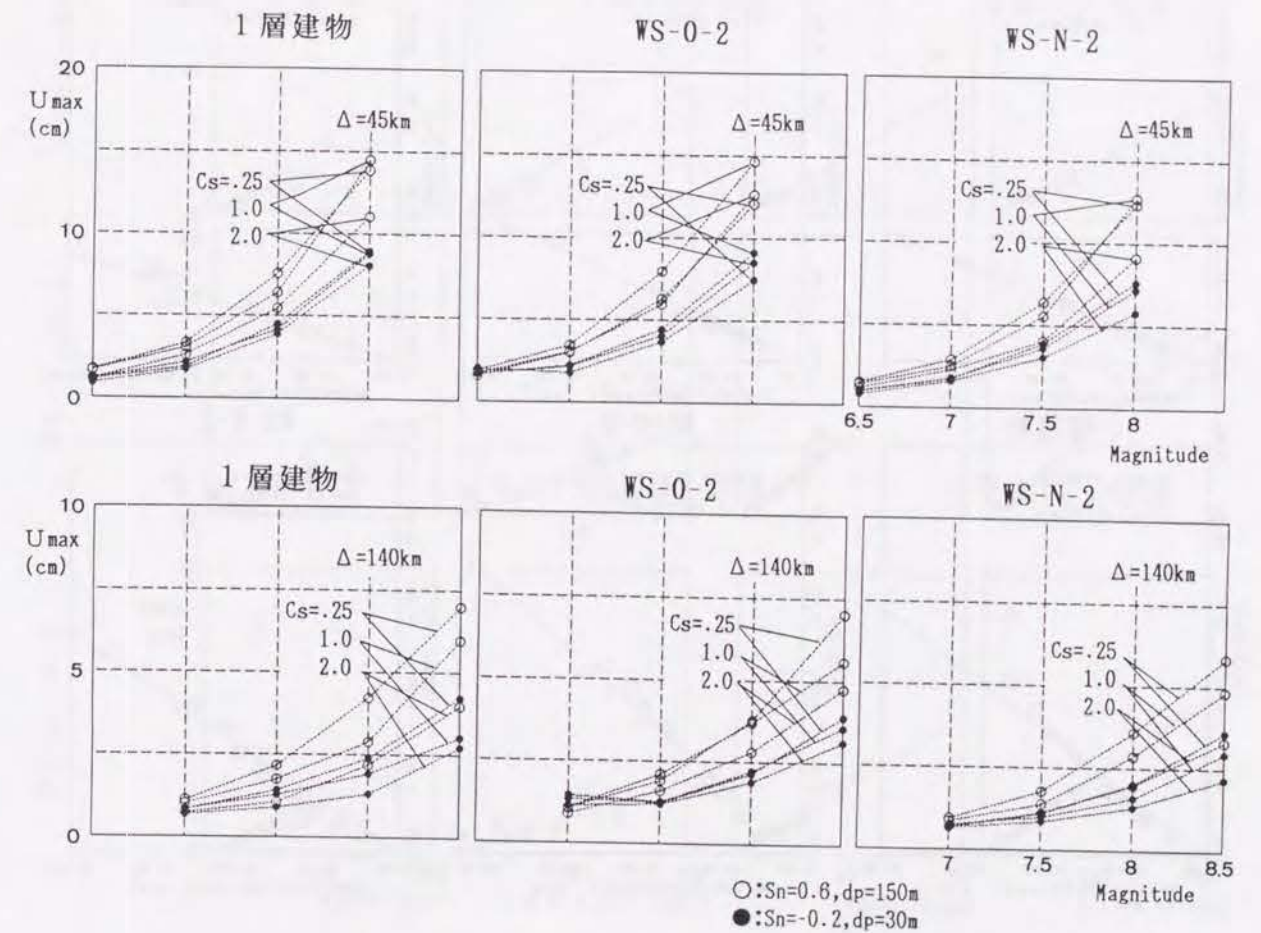


図5.2.5 最大応答変位 U_{max} と地震のマグニチュードの関係

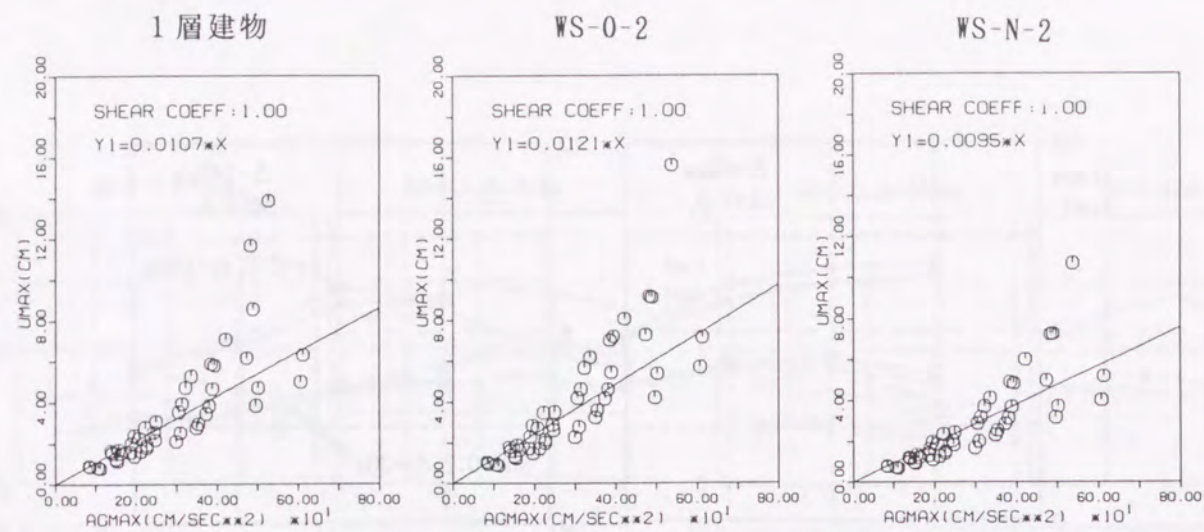


図5.2.6 入力平均最大加速度と平均最大応答変位の関係

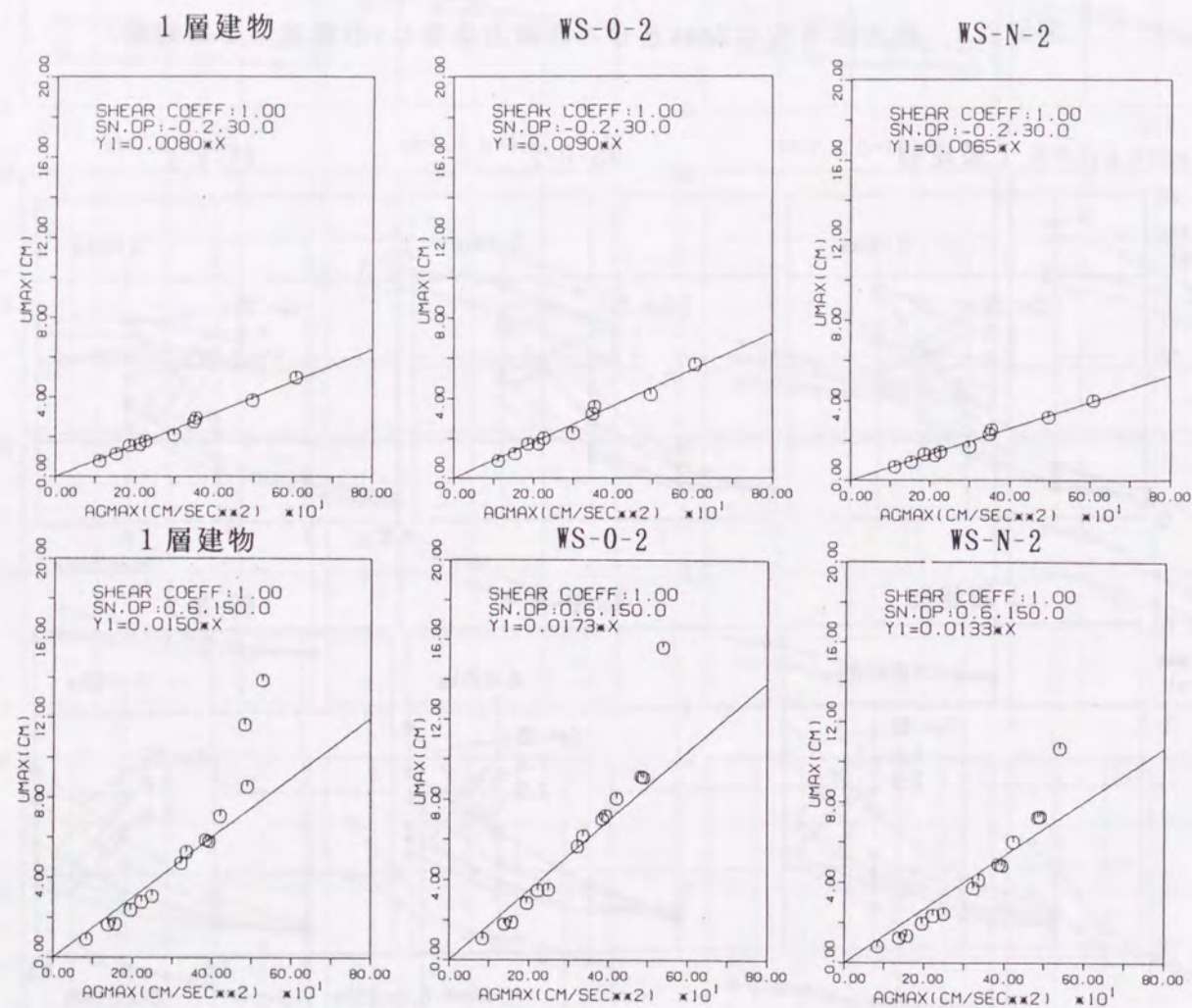


図5.2.7 入力平均最大加速度と平均最大応答変位の関係（地盤種別）

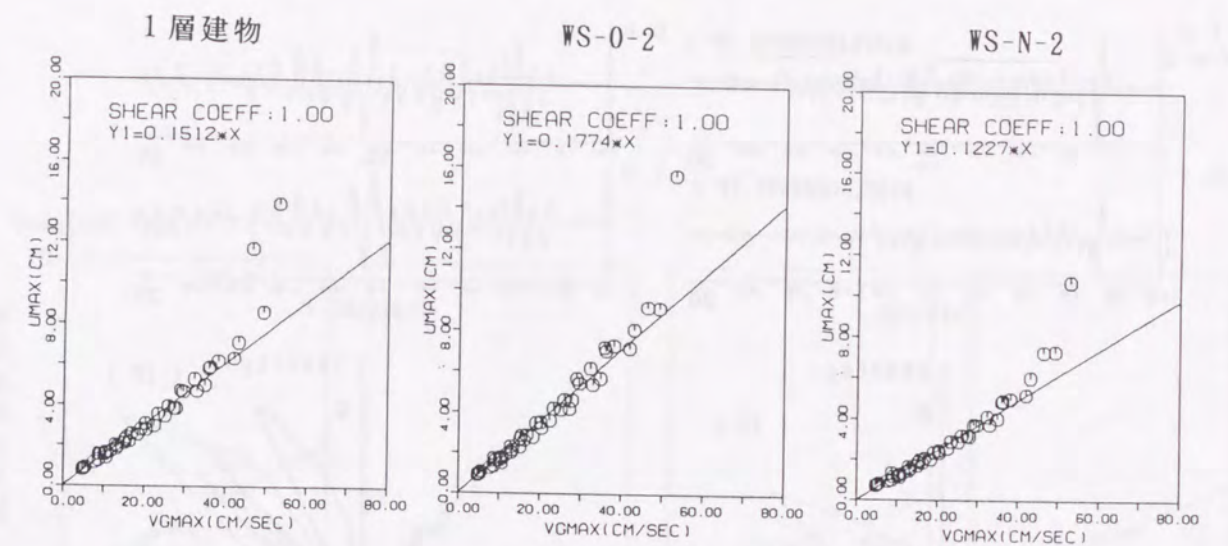


図5.2.8 入力平均最大速度と平均最大応答変位の関係

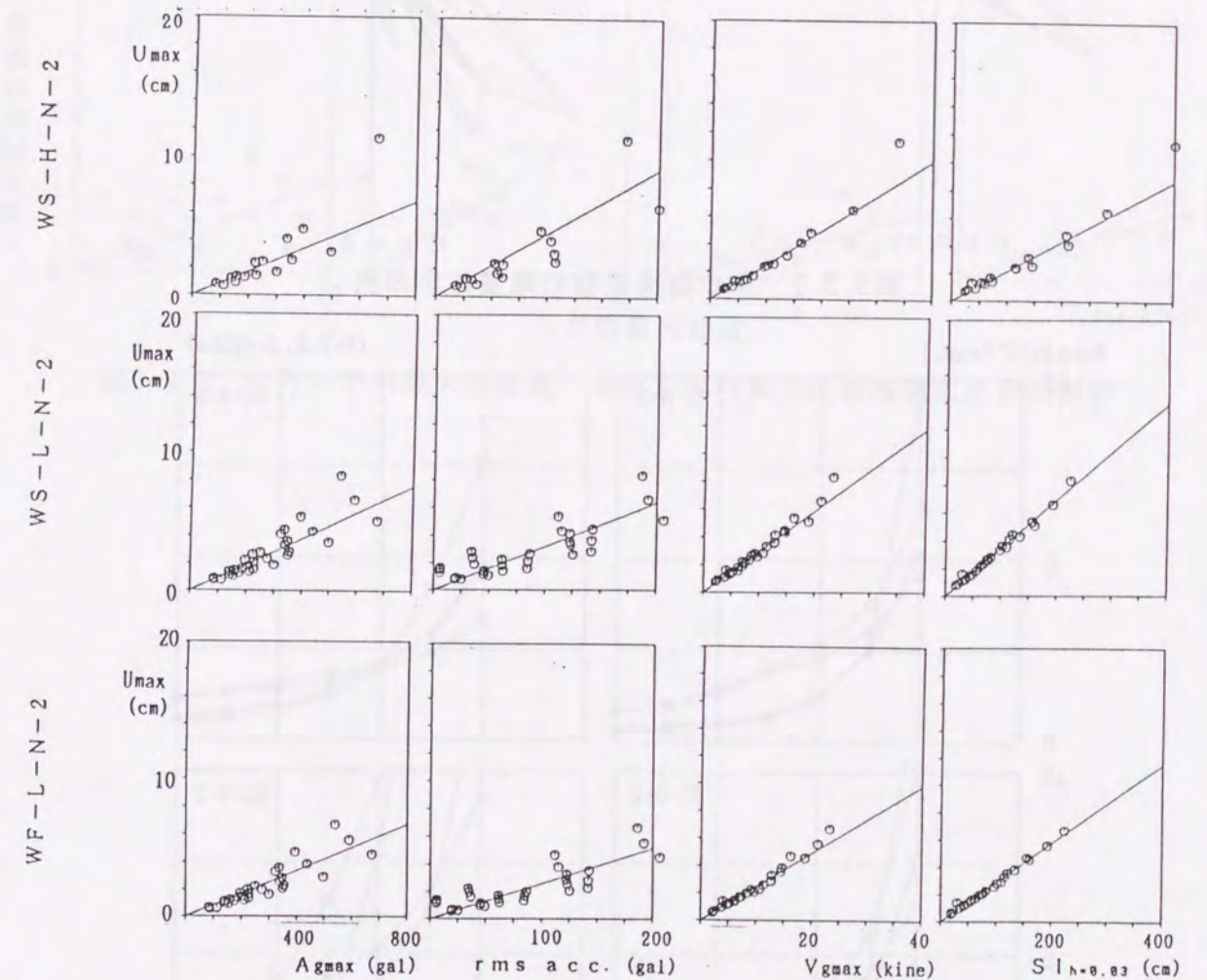


図5.2.9 入力地震動の諸特性（最大加速度Agmax、速度Vgmax、2乗平均加速度RMS ACC.、スペクトル強度SI）と構造物の最大応答（Umax）との関係

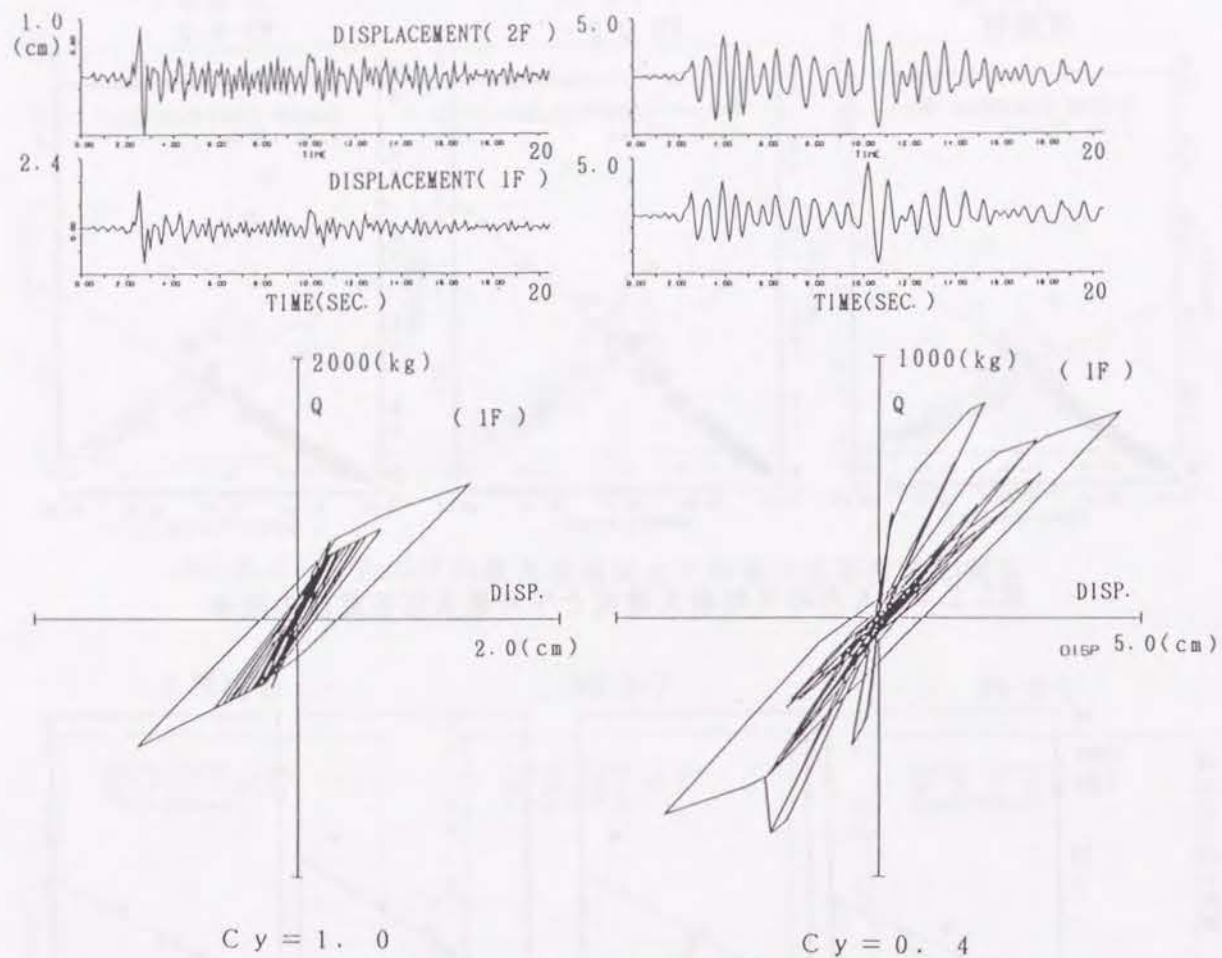


図5.3.1 RC造構造物の地震応答の例

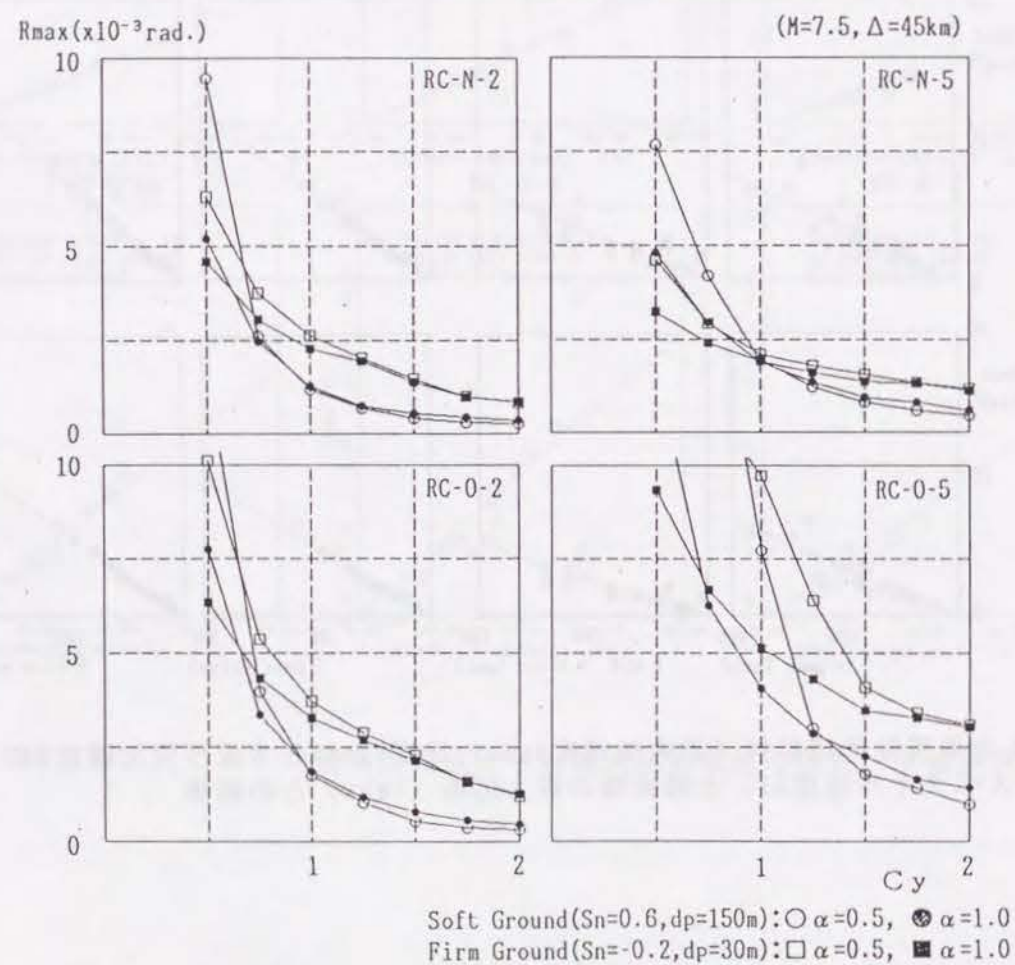


図5.3.2 最大応答層間変形角 R_{max} とせん断耐力係数 C_y の関係

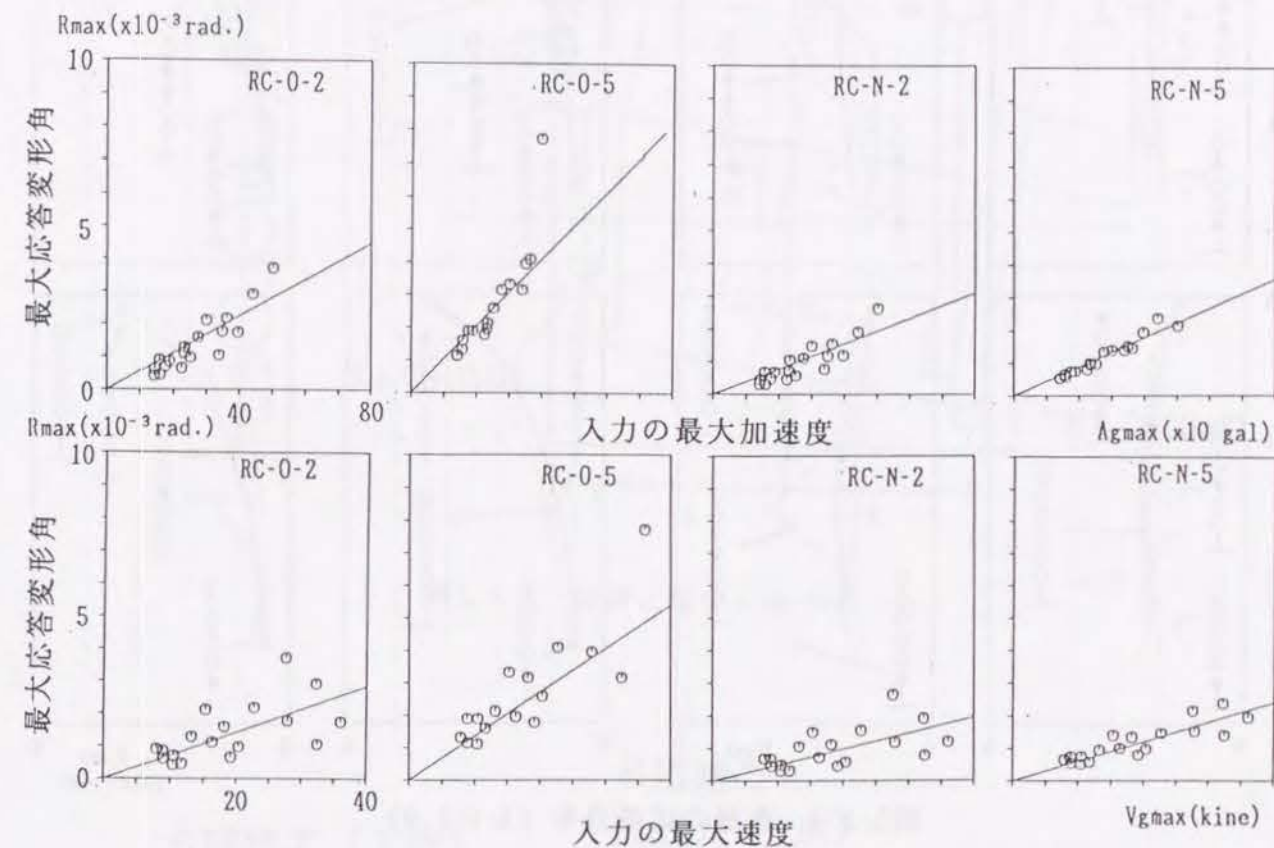


図5.3.3 入力平均最大加速度・速度と平均最大応答層間変形角の関係

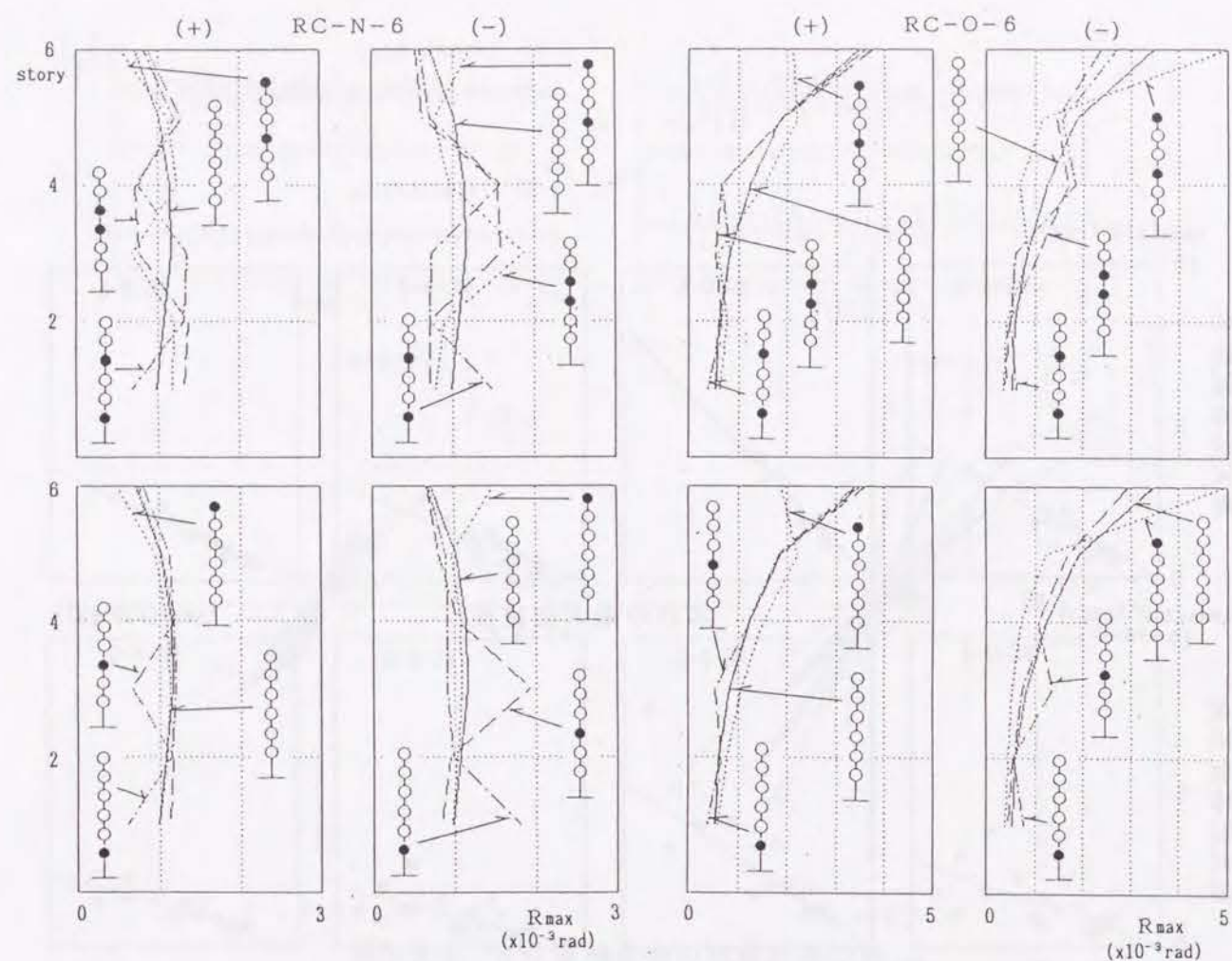


図5.3.4 各層の応答分布 ($C_y=1.0$)

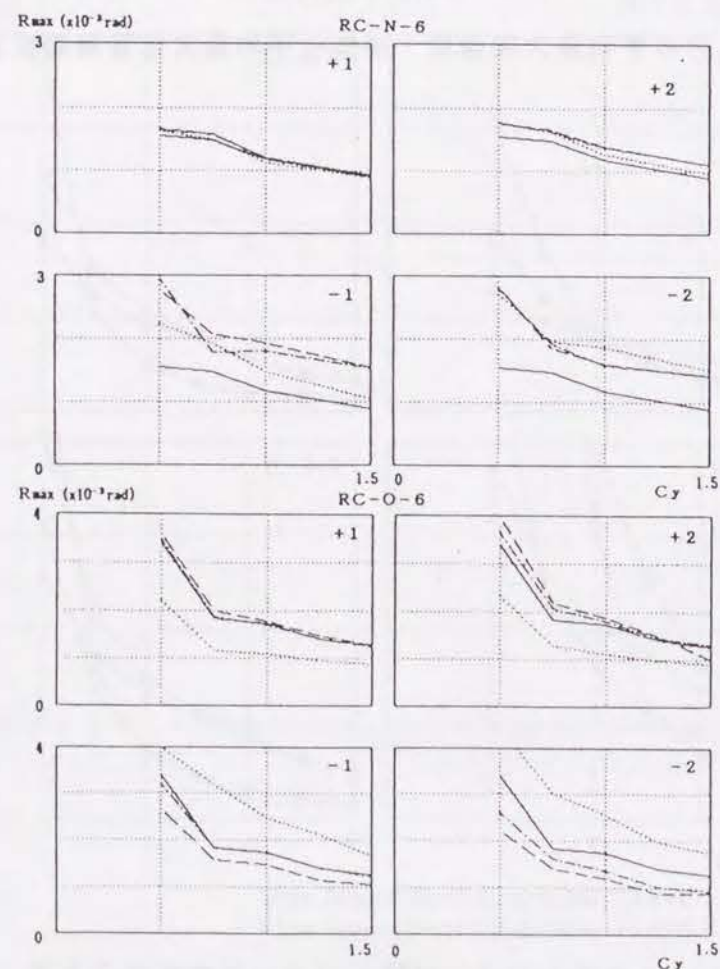


図5.3.5 C_y を変化させた場合の各層応答量の最大値の変化

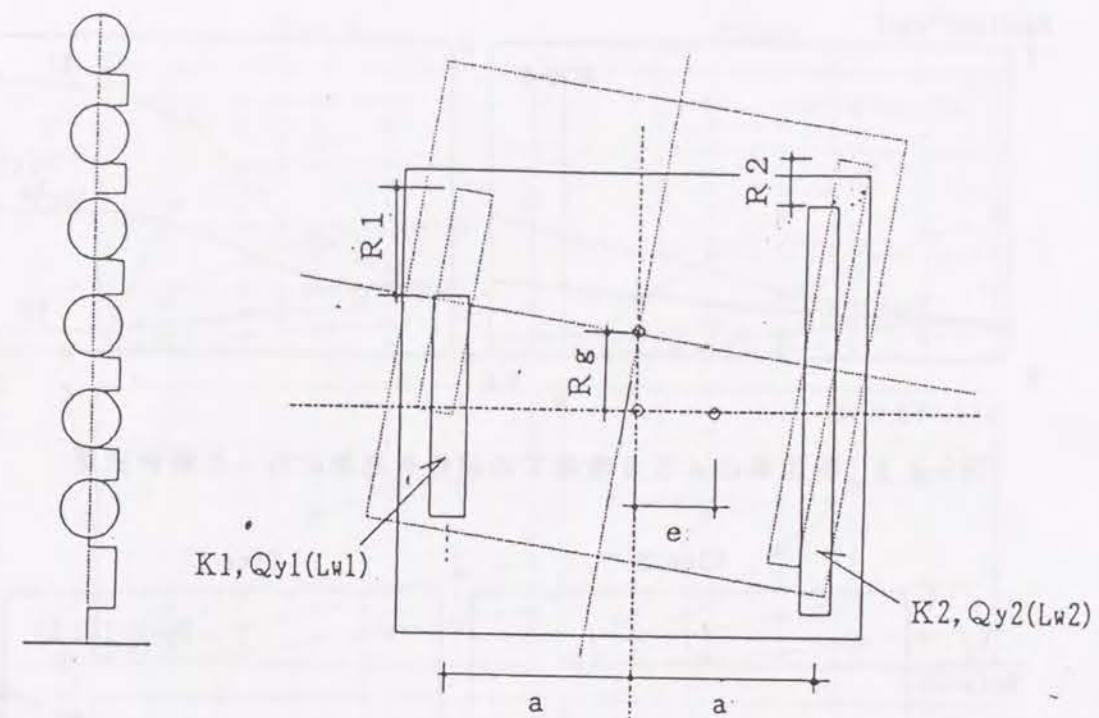


図5.3.6 解析に用いたモデル

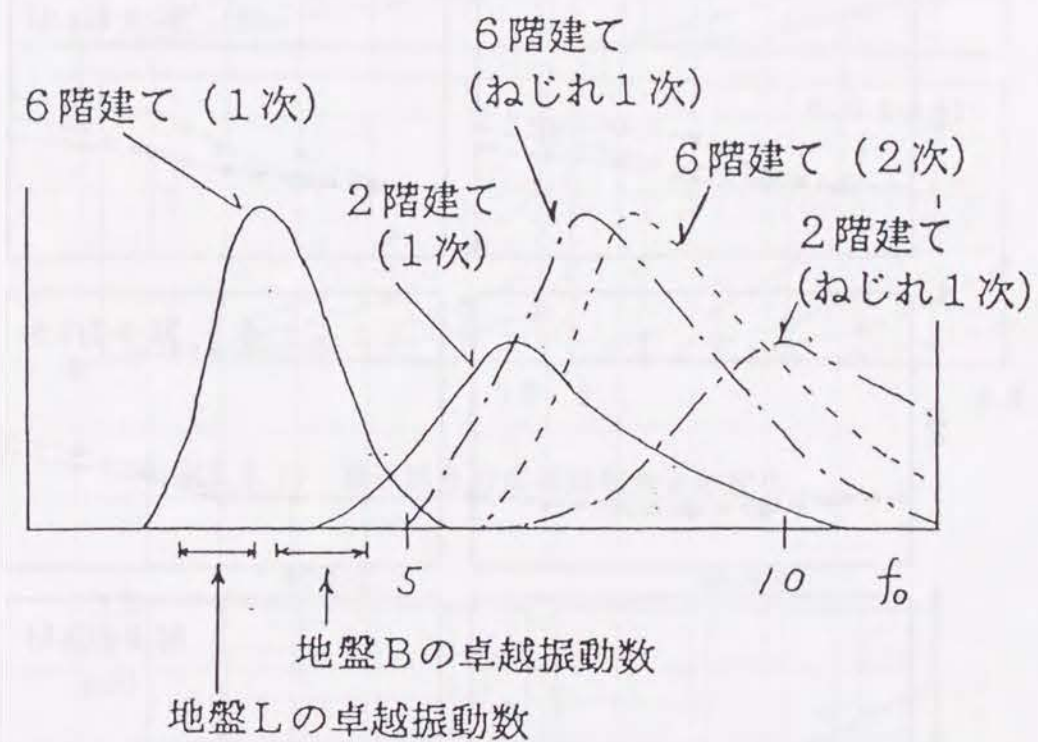


図5.3.7 固有振動数の関連に関する概念図

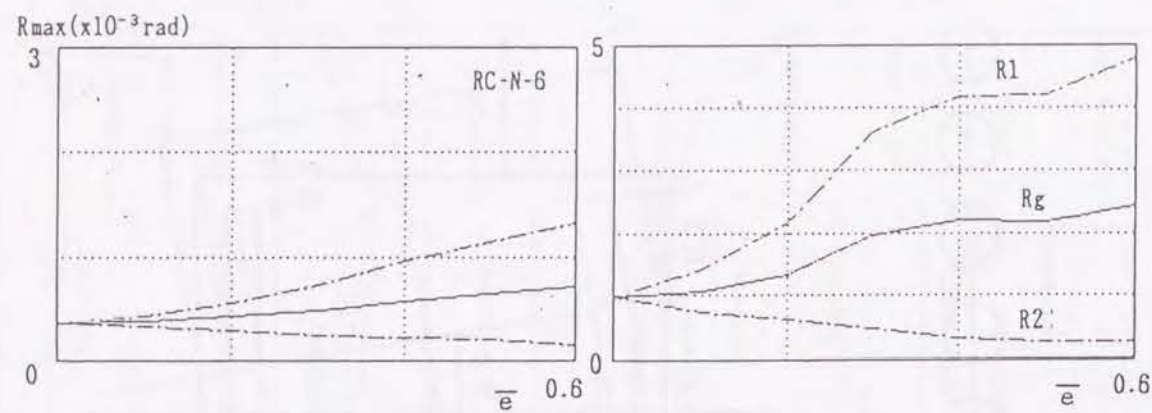


図5.3.8 新規準による6階建ての建物を対象に行った解析結果

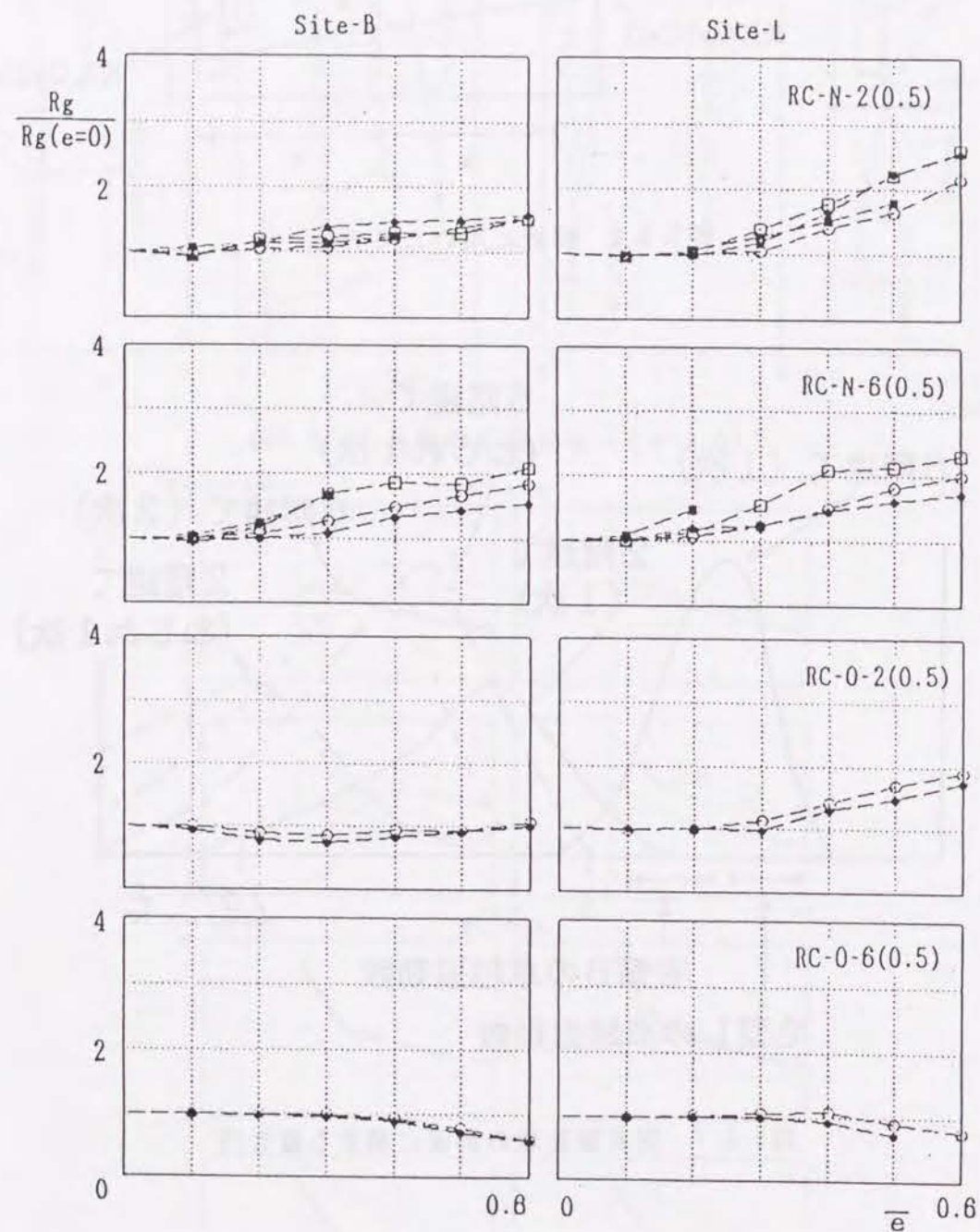


図5.3.9 重心の最大応答（偏心比が0の場合のもので規準化）

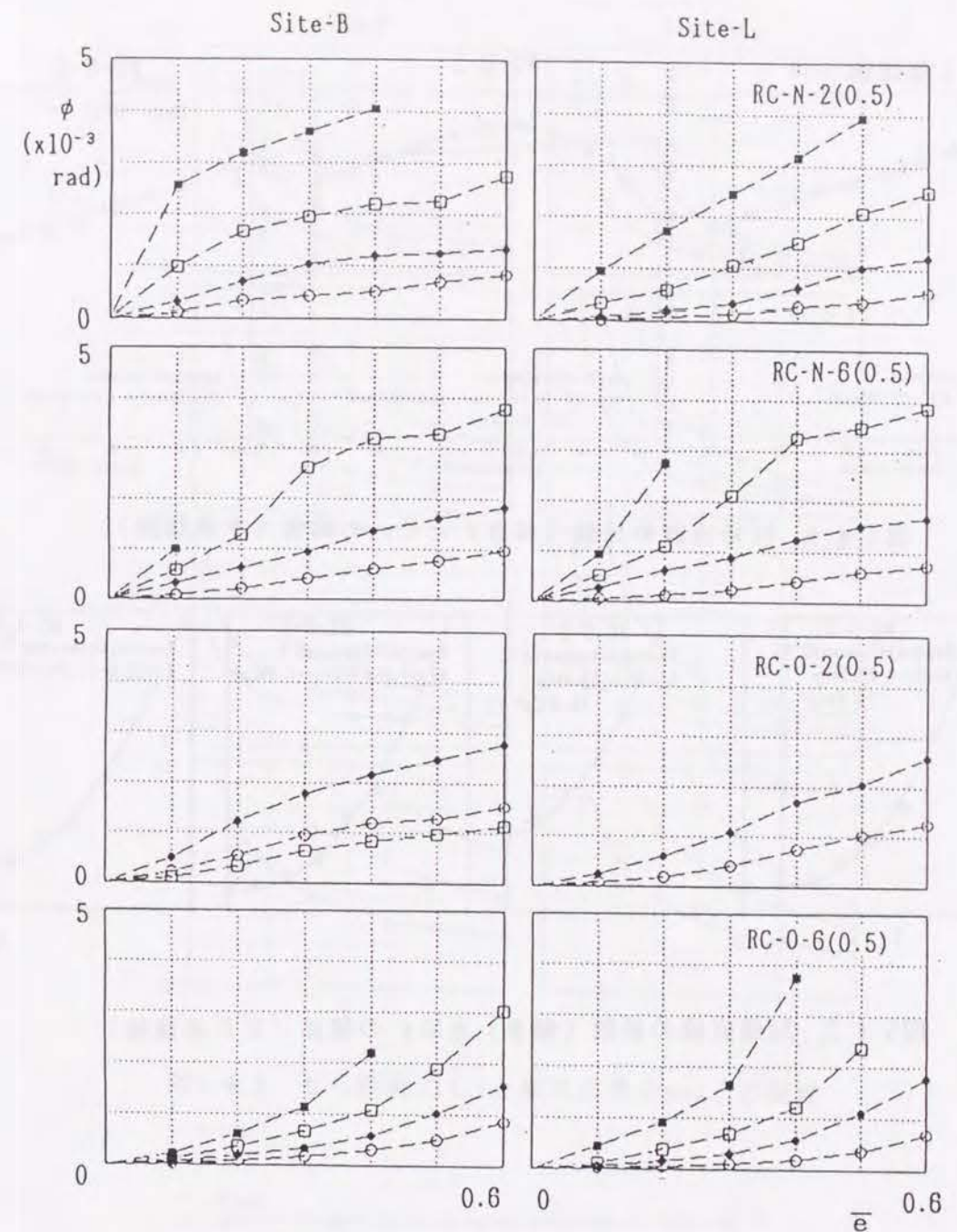


図5.3.10 重心回りの応答回転角 ϕ の変化

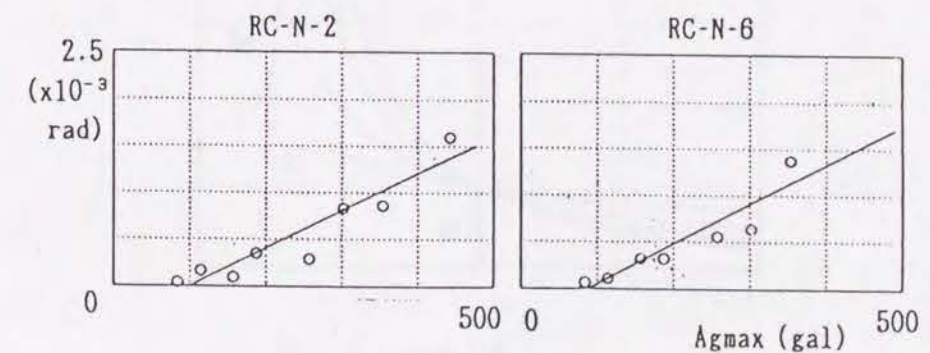


図5.3.11 ねじれ応答と入力最大の加速度との関係

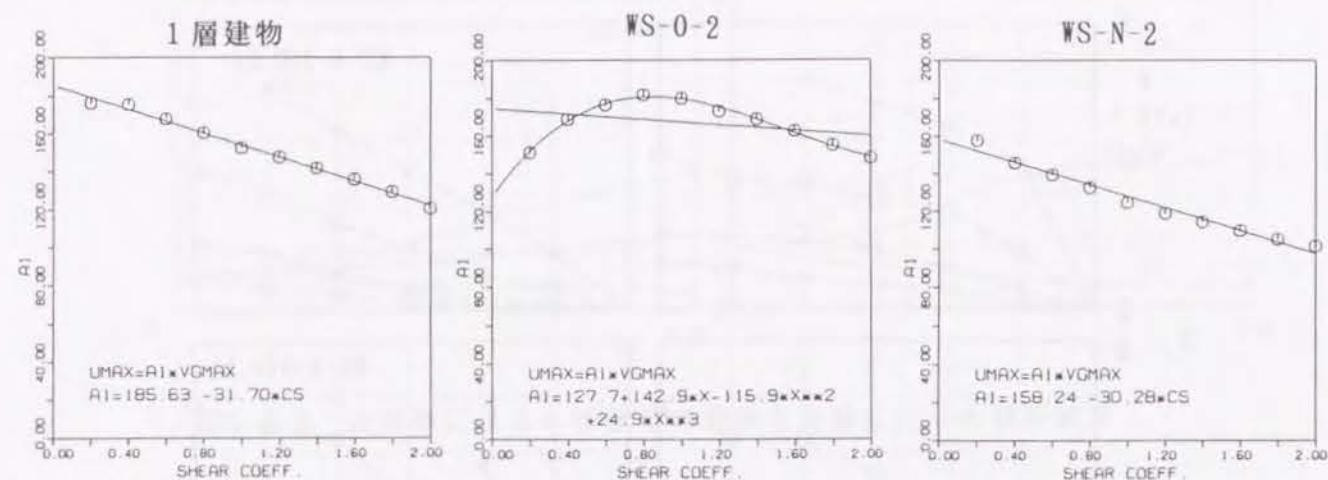


図5.4.1 回帰直線の係数（傾き）と C_y の関係（木造建物）

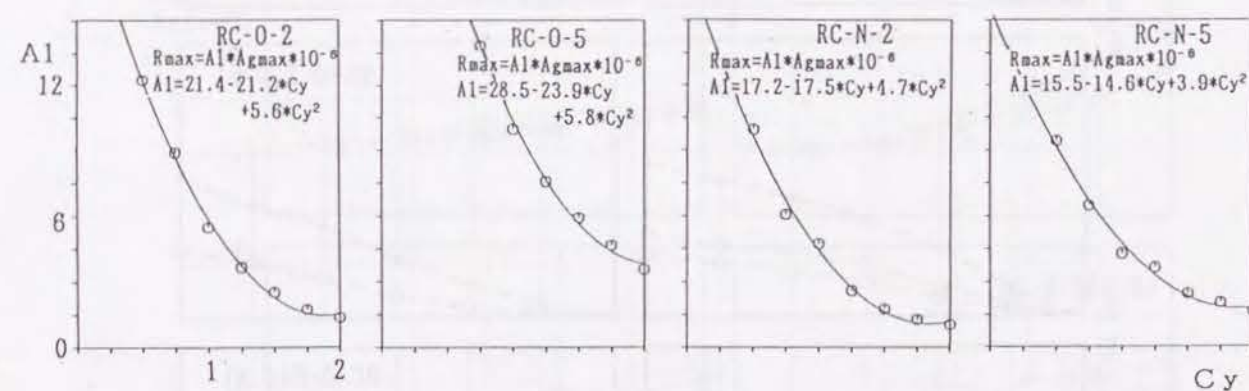


図5.4.2 回帰直線の係数（傾き）と C_y の関係（RC造建物）

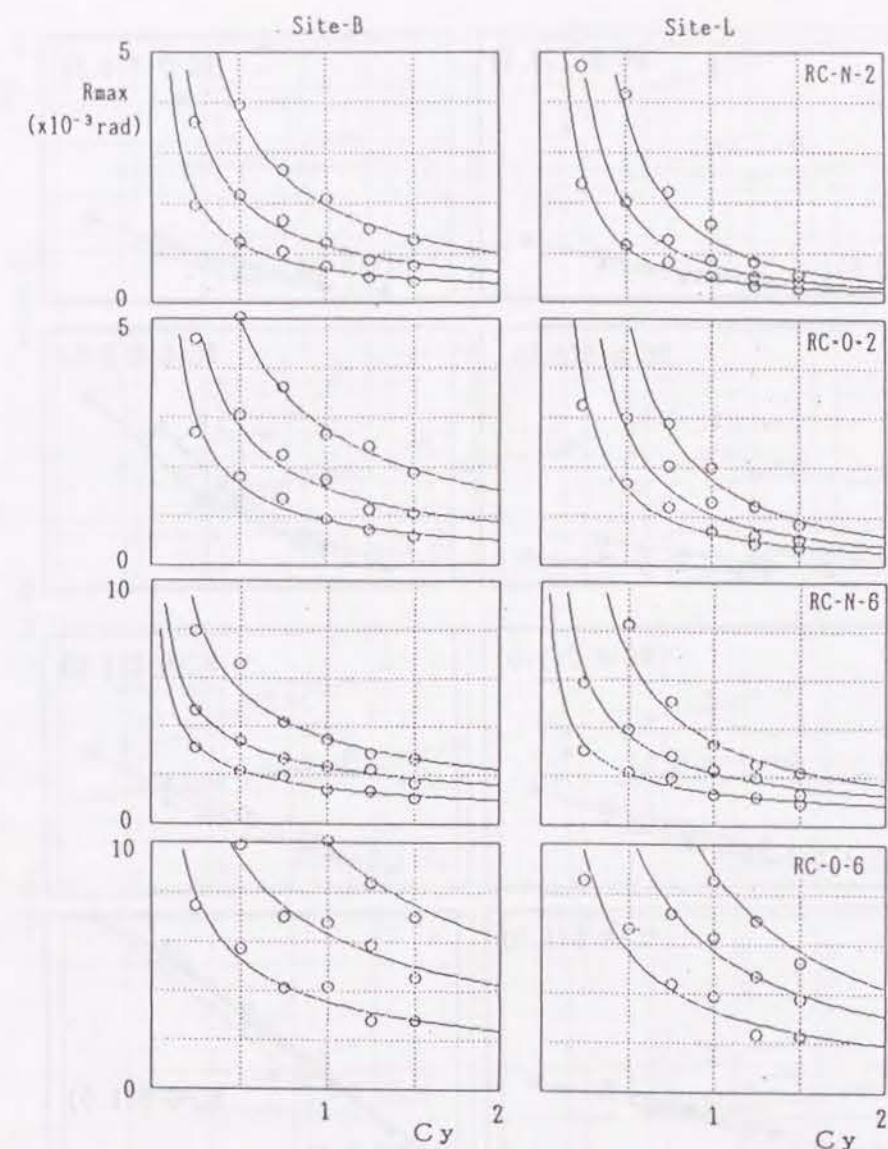
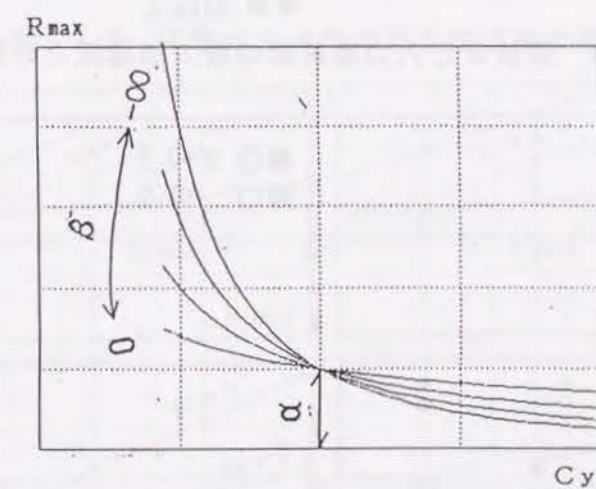


図5.4.3 せん断耐力 C_y と最大応答 R_{max} との関係



$$R_{max} = \alpha \times C_y^{-\beta}$$

図5.4.4 式(5.12)で示される曲線の例

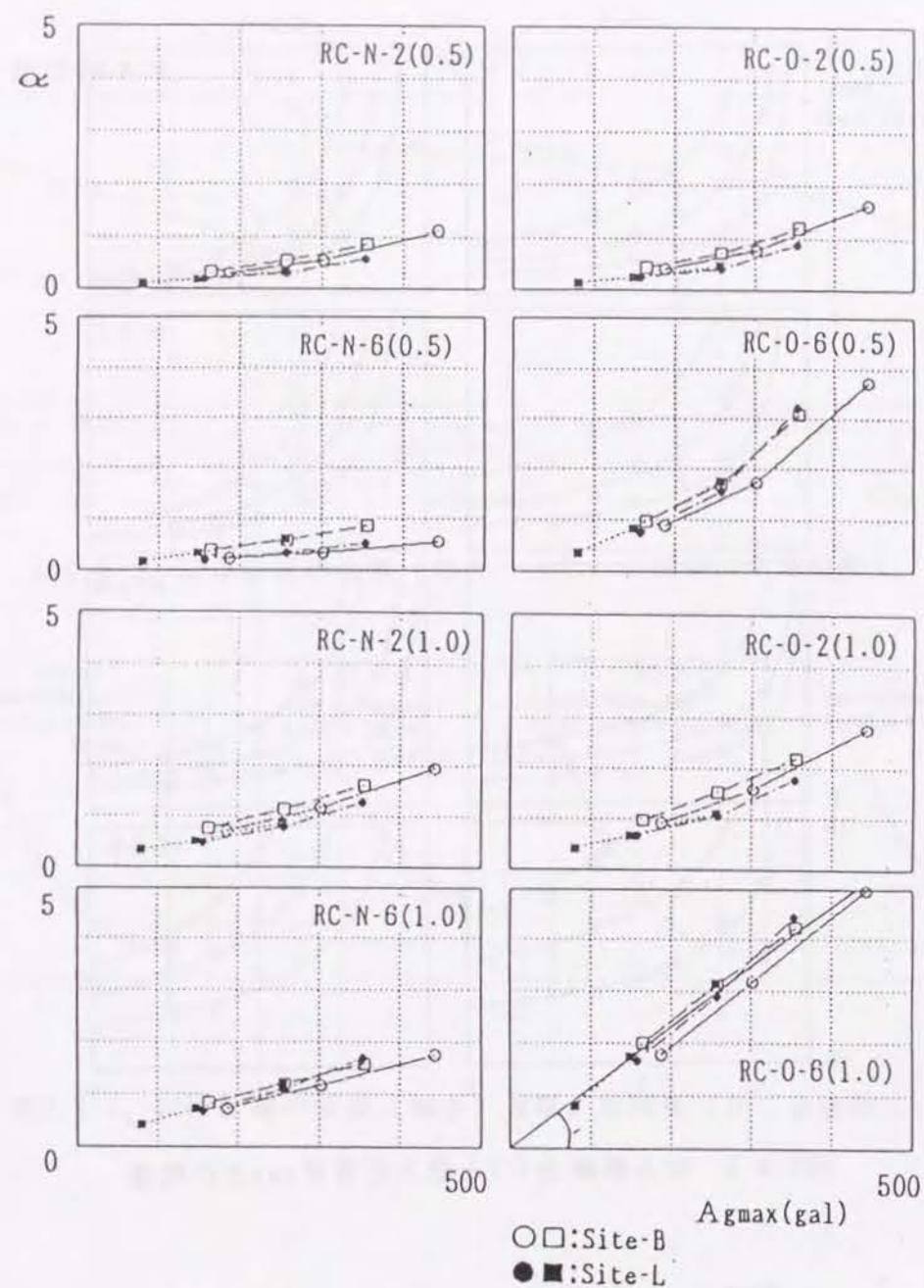


図5.4.5 係数 α と入力地震動の最大加速度との関係

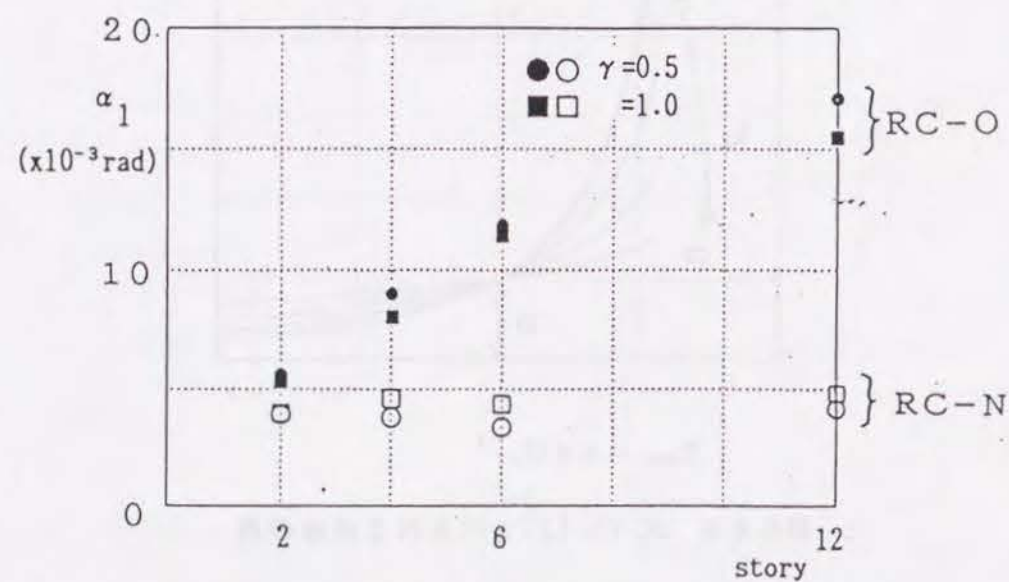


図5.4.6 係数 α_1 とモデルの建物の層数・新旧・耐力負担の割合との関係

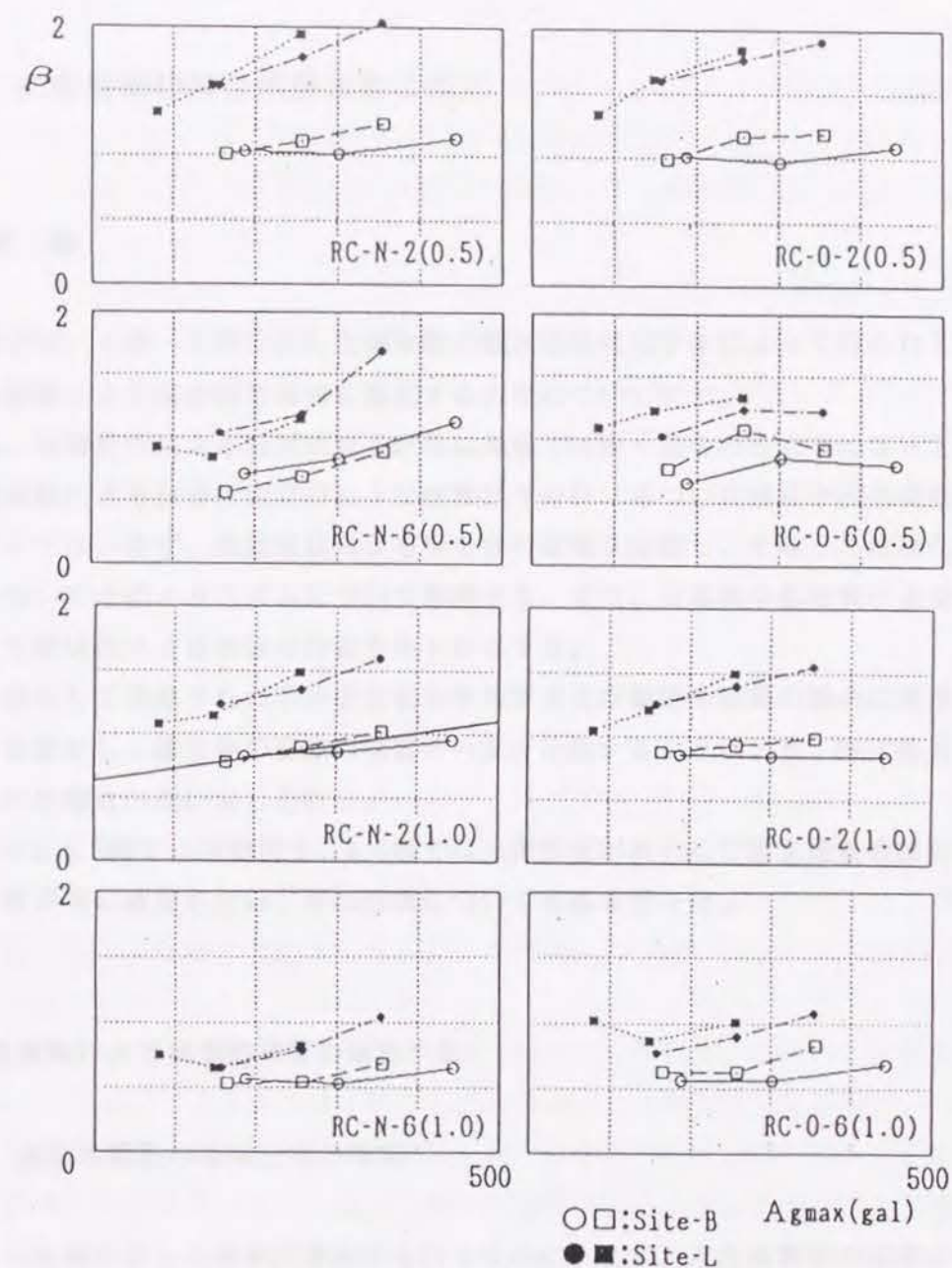


図5.4.7 係数 β と入力の最大加速度の関係

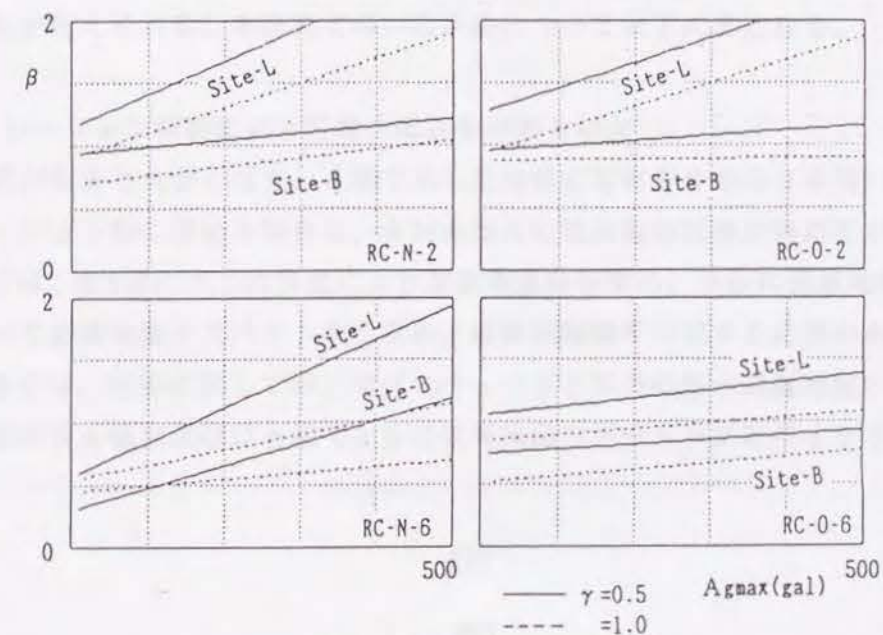


図5.4.8 係数 β のモデル化

6. 都市建築物群の地震被害の推定

6.1 概 説

本章では、4章・5章で示した構造物の最大応答推定手法によって得られる最大応答値より、振動による構造的な被害を推定する方法について記す。

また、地盤変状による地震被害も近年に地震では多く見られるようになっているが、現状では振動による被害の推定のような物理的な分析に基づいた推定手法は構築されていない。ここでは、まず、地盤変状による構造物の被害を分類し、そのうち液状化による建物被害についてそのメカニズムについて考察する。また、日本海中部地震による被害データを用いて液状化による被害の特徴を明らかにする。

この様にして構築された手法を宮城県沖地震および釧路沖地震の場合に適用して構造物の被害を推定し、構造物の実際の被害データと比較することにより、推定精度の検証・被害推定の問題点の洗い出しを行う。

最後に、6.5節では京都市を、6.6節では上海市を対象として想定地震の際の建物応答・建物被害分布の推定を行い、その特徴について考察を行った。

6.2 地震動による構造的被害の推定手法

6.2.1 表層地震動の地域分布の推定

4章・5章で記した地震応答推定を行うために、まず、入力地震動の強度分布を推定しなくてはならない。どのような建物応答の推定手順を用いるかにより、大きく分けて2つのプロセスが考えられる。本研究で用いた手法について以下にまとめる。

(a) シミュレーション解析によって最大応答を求める場合

対象地域があまり小さくなく、4章で示した地震応答解析をそのまま用いて最大応答をシミュレーション的に求める場合は、各対象地点の地表動の加速度時刻歴が必要となる。そのためには、4.5節に示した方法により基盤地震動を求め、さらに表層地盤の増幅特性モデルを用いて表層地盤のスペクトルを求め、模擬地震動を作成する必要がある。この場合、必要となるのは、地震に関しては、マグニチュードと震央距離、表層地盤の増幅特性の算出には前述の S_n 値および D_p 値（ともに表層地盤のボーリング資料より求められる）が

必要となる。表層地震動の算出には、4.5節に示した方法で表層地盤を成層地盤と仮定してせん断質点系に置換し、基盤地震動を入力として用いて地震応答解析によって直接算出することも可能である。この場合は、表層地盤の動的特性をモデル化する必要がある。

(b) 地震応答推定式を用いて最大応答を求める場合

5.4に記した推定式を用いる場合は、各サイトの表層地震動の最大加速度および最大速度のみが必要となる。この場合、各種提案されているアテニュエーション式¹⁾を用いることも可能であるが、4章に示した杉戸・亀田らによる手法²⁾を用いれば、地震波形を求める手法と同様に、地震に関してマグニチュードと震央距離、表層地盤の増幅特性に関して S_n 値および D_p 値を用いることにより対象地点の最大加速度、最大速度を求めることが可能である。

6.2.2 被害推定のためのフロー

(a) 応答推定

対象地域の入力地震動の強度分布が得られれば、次のステップとして、これらを入力として4・5章に示したシミュレーション手法あるいは最大応答推定式により構造物の最大変位応答値の平均値が求められる。また同様の手法により応答の標準偏差についても同様の形で求められる。

上記応答計算には構造物の耐力指標が必要となる。個々の建物を対象とした場合は、その建物の平面図などから壁量を求め、それからせん断耐力係数 C_y を求めることとなる。また、RC造建物については柱率と壁率の比からせん断耐力の分担比 α が求められる。一方、都市における建物群を扱う場合は、各構造物群の壁量分布よりせん断耐力の分布を推定して与え、統計的に処理する必要がある。そのためには、建築物群の C_y の分布の範囲をいくつかに分割し、そのそれぞれの C_y に対して応答を推定しておく必要がある。

(b) 構造物群のせん断耐力(C_y)分布

実際の木造構造物・低層RC構造物の壁量分布についてはこれまでにいくつかの地域について調査が行われている^{3, 4)}(図6.2.1)。この結果では各年代・地域の壁量分布は対数正規分布で表されることが明らかである。また、数は少ないながら C_y 分布の建設年代毎の変化の様子も見取れる。

しかしながら、構造物の耐震性は建設年代・工法に応じて変化し、また、地域的な特性の差異も多々あるものと考えられる。これらを詳細に評価していくためには種々の条件のもとで壁量調査を行いデータを蓄積していくことが必要である。また、都市における多くの建物の壁量を調査していくことには多くの労力と困難を伴うとともに、壁量だけでは評

価されない部分も存在する。これらを克服していくためには、直接的な壁量調査とは別に、各地域・各年代の構造物の耐震性の特性を明らかにし、それを評価していく手法を構築していくことが必要となろう。後述の8章では、その手始めとして、木造構造物について耐震性の評価手法について考察した。

(c) 応答から被害を評価する尺度

(a)で得られる建物群の応答から被害を評価するためには何らかの判断規準・尺度を設定する必要がある。この尺度は、被害としてどのようなものを考えるかによって変化する。

(1) 実被害との比較のための尺度

被害評価する際に一番必要となるのは、既往の地震被害例との比較である。また、建物に関する防災対策を建てる際にも実際の地震被害を念頭に置いて為される場合が多い。この場合には実際の被害に対応した評価尺度が必要となる。

木造家屋に関しては、これまで実際の地震被害は自治体によって全壊・半壊・一部壊に分類して評価されることが多かった。この際、建物の持っている価値の100%が地震によって損なわれた場合を全壊、半分以上が損なわれた場合を半壊とするのが一般的である。しかしながら、統一された被害評価の手法があるわけではなく、現実的には調査員の目視による場合が多く、被害判定の精度が問題であった。近年の被害地震においては、一部市町村では被害判定のための調査シートを用意し、構造各部毎に被害の評点をつけ、それを総合して被害を判定するケースが出てきた。

一方、非木造建物については大破、中破、小破など評価する場合が多いが、木造と同様に統一された被害評価規準はなく、個々に判定しているのが現状である。一例として、東北大学のグループが宮城県沖地震の際のRC構造物の被害の判定を行う際に用いた評価規準を表6.2.1に示す。建物を構造体と2次部材にわけ、そのそれぞれの被害程度で判定するものである。

これらの実被害を建物応答から評価する際の尺度については、これまでは既往の地震被害例から得られた経験値を用いる場合が多かった。例えば、木造建物では全壊が層間変位で10cm、半壊が5cmという尺度が現在まで多く用いられている。これらの尺度を合理的に定めるためには実際の被害評価とそれに応じた応答解析の結果をつきあわせて決めていく必要がある。しかしながら、現実では、つきあわせることの出来るケースが少なく、また実際の被害評価にも曖昧な点が多いので研究例はほとんどない。しかし、被害判定が合理的な手法で為されるようになれば、それに対応して評価規準も定めていくことが出来る。具体的な判定尺度に関しては、後の項で実際の被害を推定する際に改めて触れる。

(2) 被害の絶対的な評価尺度

ある観点から評価する際には、それに応じた尺度を個別に設定していくことが必要である。このような評価尺度としては、例えば、復旧コストに基づいた尺度、建物の機能損失

を定量的に評価する尺度、建物内における生活困窮度の評価などが挙げられる。これらについては、これまで全く扱われてこなかった。本研究では3章で釧路沖地震および日本海中部地震の被害に関するアンケート調査の結果を用いて、これらの関係について考察を行った。また、ロマプリエタ地震の被害に関しては、損失額と被害レベルの関係について考察を行った。より多くのデータに基づいて、それぞれの被害評価の観点から被害発生との因果関係が明らかにされていけば、それと応答解析の結果とを結びつけていくことは可能となる。

(d)被害の評価のフロー

(a)のステップにより、対象とする地点の表層地震動の最大速度あるいは最大加速度、構造物の種類およびせん断耐力係数 C_y を与えると、その構造物の最大応答の平均値と標準偏差が図6.2.2のような形で求められることとなる。なお、これまでの解析結果では各ケースでの最大応答の分布はこの平均と標準偏差で表される正規分布にほぼ等しかった。そこで、応答の分布を正規分布と仮定すれば(c)に記した判断規準・尺度を設定すれば構造物群の各 C_y に対して最大応答がこれを越える確率が求められる(図6.2.2中のハッチをつけた部分)。さらに(b)に示したように、各サイトでの対象とした構造種別の C_y の分布が得られれば、上記の確率に C_y 分布の重みをつけてすべての C_y について加えていけば対象とする構造物群の中で最大応答が判断点を越える建物の割合が求められる。

6.3 地盤の液状化による建物被害の評価

6.3.1 地盤変状による建物被害の分類

木造建築物の地震被害を大きく分けると2つに分類される。一方は地震動の直接の作用による振動被害であり、これについては近年、研究は進められており、本研究でも地震応答解析を行ってその応答性状を明らかにしてきた。他方は、地盤変状に起因する被害であり、

- a)地盤の液状化による地盤沈下、
- b)地盤の液状化による表層地盤の滑り破壊、
- c)傾斜地の崩壊、d)造成地の盛土の崩壊、

などによる建物被害に分類される。特にa)やb)のような地盤の液状化による被害は、新潟地震や日本海中部地震において多数報告されており、最近の急激な都市の膨張によって軟

弱な砂質地盤上にも都市域が広がっている現状を考慮すると、液状化による被害は地震被害の内これからますます大きなウェイトを占めていくものと考えられる。

液状化発生の可能性に関する研究は近年数多く行われてきており、ある程度の精度で予測が可能となっているが、地盤が液状化した場合の地盤の流動・沈下の定量的な評価、さらにはその諸量の地域内の分布などに関してはほとんど明らかになっていない。一方、液状化による地盤変状を外力(入力)として考えたときの構造物の被害発生機構に関しても、構造物の基礎の強度と地盤沈下による被害との関係について若干の研究がなされているのみで、定量的な評価手法は得られていない。このように、地盤の液状化による構造物の被害を物理的に解明し、その推定を行っていくことは現状では難しく、今後の研究が待たれる。そこで、本節では液状化による被害のメカニズムについて考察を行うとともに、1983年日本海中部地震による構造物の被害調査結果をもとに、地盤の液状化による構造物の被害の特性について明らかにする。

6.3.2 地盤の液状化による建物被害のメカニズムに関する考察

前項に示したように、地盤の液状化による建物被害の1つは、図6.3.1に示すような表層地盤の側方流動による建物基礎の破断、それに伴う上部構造の破壊である。この様な被害の原因となる地盤の側方流動に関しては、浜田らの一連の研究⁵⁾がある。図6.3.2にはその一例として新潟地震による新潟駅・信濃川付近の地盤変状の様子を示す。これは、地震前後の航空写真の比較により表層地盤の変動量を求め、亀裂・噴砂現象とともに示したものである。これによれば、側方流動は多いところで10mにも及んでいることがわかる。また、大きな流動は信濃川の流域へ向かって生じていることも明らかである。浜田らはこれらの現象の分析により、地盤の永久変位(側方流動量)を、以下の式で評価している。

$$D = 0.75 \times \sqrt{H} \times \sqrt{\theta} \quad (6.1)$$

ここに、 D は側方流動量(m)、 H は液状化層の厚さ(m)、 θ は地表面の勾配もしくは液状化層下面の勾配の最大値(%)を示している。また、図6.3.3に示すように地盤の永久変位と建物の被害率の関係を求めている。これによれば、被害率は永久変位とある程度の相関が見られる。これらの試みがより多くの事例について行われるならば、上式と組み合わせることにより、永久変位の推定量およびそれによる建物被害を推定することが可能となる。

地盤の液状化による被害の2つめのケースとしては、図6.3.4に示されるような地盤の沈下による基礎の破断が挙げられよう。これには図中に示すように、地盤沈下が発生する場所によって2つのケースが考えられる。基礎を梁とみなし、建物の重量が、基礎の方向に

については壁を経て等分布荷重として、また、直交方向については直交する壁の位置で集中荷重として作用していると考えられる。この模式図を図6.3.4の下部に示している。住宅金融公庫による標準仕様書の配筋例を見ると、基礎の主筋としてはD13を用いることが決められている。また、昭和52年と57年の調査による平均的な基礎のせい、52年調査でおよそ56cm、57年調査でおよそ60cmとなっている。

これらのデータをもとに基礎のせいを60cmとして、地盤沈下の幅 L を変化させて、上記2のケースについて基礎に作用する曲げモーメントを算出した(図6.3.5)。それぞれのケースでは平屋および2階建の建物を想定して作用する荷重を算出した。また、図中には引張鉄筋としてD10、D13、D16を用いた場合の基礎の降伏モーメントを点線で併せ示した。地盤の沈下幅 L が大きくなるほど基礎に作用する曲げモーメントは大きくなり、また、基礎端で沈下が起こる場合の方がモーメントが大きくなる傾向を示している。標準仕様のD13の配筋がなされている場合、基礎端で沈下が起こる場合(ケース1)では1m程度、中間部で沈下が起こる場合(ケース2)で3m程度の地盤の沈下幅で、基礎は降伏することとなる。

これらの関係から、地盤の沈下・隆起の分布が明らかになれば基礎の破壊の可能性が求められることとなる。しかしながら、現状では6.3.1項にも記したように、地盤沈下の状況を定量的に評価することは難しく、今後の研究が待たれる。

ただし、前述の調査による基礎に配筋のある建物の割合を見ると、昭和52年で92%、昭和57年で80%の家屋で基礎の配筋がないことがわかる。配筋がなければ若干の地盤変状でも基礎は破断することになる。逆に言えば、基礎に配筋のない家屋の割合が液状化地域における被害の平均的な被害率を示すことにもなる。

6.3.3 日本海中部地震における液状化による住家被害の分析

1983年日本海中部地震による住家被害については青森・秋田両県のいくつかの地区で全数調査が行われ、土木学会の震害調査報告書⁹⁾にそのうちの一部分が住家被害分布図として掲載されている。また、陶野らは、現地調査や航空写真によって液状化発生地域を推定し、液状化地図としてまとめている⁷⁾。ここでは図6.3.6に示した車力村、能代市、八郎潟沿岸、男鹿市の6地点について地盤の液状化状況と住家被害の関係を調べた。図6.3.7は、そのうち5地区(車力村牛潟地区、能代市浅内地区、若美町五明光地区、八竜町大口地区、鰯ヶ沢町明石地区)について、土木学会報告書に掲載されている被害分布図に、液状化したと考えられる地域を上記の調査結果を参照して筆者が加筆したものである。液状化は主に沖積低地で発生しており、砂丘地や洪積層ではほとんど発生していない。この地域の砂丘地は比較的締まった堅固な地盤を構成しているため、液状化が起こり難かったものと考えられる。ただし、地下水位等の諸条件によって砂丘性低位平坦地でも液状化が

発生している地区もある。また、液状化の発生地域と構造物の被害分布を比べると、液状化発生地域では大多数の構造物に被害が生じており、隣接する液状化していない地域での被害状況とは大きく異なることが分かる。

この差をより明らかにするために、図に示された地域を液状化地域と非液状化地域に分け、図中の住家被害件数を被害レベル毎に表6.3.1にまとめた。同表には各地区の震央距離 Δ 、表層地盤の平均的な柔らかさを示す S_n 、および亀田・杉戸らによる表層地震動の最大加速度・速度の推定手法²⁾を用いて求めた推定加速度 A_{max} 、推定速度 V_{max} を併せて示した。一般に液状化地域での被害はそのほとんどが地盤変状によるものと考えられるが、この表を見るとレベルⅡ(半壊)以上の被害が無被害の物に比べて非常に多く、レベルⅡ以上の被害を蒙った住家の割合は75-84%、被害率(全壊率+1/2半壊率)は59-68%となった。また、これらの比率は各地区でほぼ等しい傾向を示した。この被害の比率は前項で述べたように主に基礎の構造によって決まるものと考えられる。この地域の基礎の構造のレベルが低いレベルであり、かつ地域的にほぼ同等であったため、被害の程度も半壊以上の被害が同程度に起こったものと理解できる。液状化による被害と基礎構造との関係については今後も調査していく必要があるが、この地方の木造住宅が一般的であると見なされるのならば、液状化が発生した地区ではこの程度の被害が生じる可能性が有るものと考えられる。

これに対し、非液状化地域では被害レベルが大きくなるほど被害件数は暫減する傾向を示し、レベルⅡ以上の比率は12-38%と液状化地域に比べるとかなり小さかった。また、表層地震動の最大速度が相対的に大きな地区(B,D)ではこの比率は30,38%と高く、前章に示したように木造住宅の振動による被害は表層地震動の最大速度に高い相関があるものと考えられる。

6.4 都市建築物群の被害推定と実被害による検証

6.4.1 宮城県沖地震による建物群の構造被害の推定

本項では、1978年宮城県沖地震の際の低層RC構造物と木造建物を対象に4章で設定した動特性モデルを用いて地震応答計算を行い、その応答性状の把握を試みた。また、仙台市内のいくつかの地点で得られている実際の被害率と本手法による推定被害率の比較を行い、本手法の妥当性を検証した。

(a) 解析対象地点

解析の対象地点としては、宮城県沖地震による木造及びRC構造物の被害が統計的に求

まっている仙台市内の卸町地区・長町地区・片平（上杉）地区の3地点とした。その位置を図6.4.1に記す。卸町・長町の2地点は市内東部・南部の沖積地盤上に、片平地区は市内中心部の洪積地盤上にそれぞれ位置する。

（b）表層地震動の推定

地震応答解析に用いる入力地震動としての表層地震動は4.5.4項に示した表層地盤の地震応答解析による方法を用いて求めた。各地点の表層地盤を成層地盤と仮定し、土質柱状図を参考にしてせん断質点系にモデル化する。各地層の非線形履歴特性は大崎・原・清田によって提案されているR-O型のモデルを用いた手法によって求める。ここで、各地層のせん断波速度および減衰定数は土質・N値等に応じて定めた。

基盤層の地震動としては、市内中心部に存在する住友生命ビルが第3紀層上にあるので、宮城県沖地震の際に同ビル地下2階で採れた強震記録を工学的基盤面での地震動として用いることとした。

この波を入力地震動として上記方法でモデル化された表層地盤について地震応答解析を行った。このようにして求められた各地点の地表面での加速度応答の時刻歴と減衰を3%として求めた加速度応答スペクトルを図6.4.2に示す。図中には基盤動として用いた波形も併せて示している。長町と卸町についてはほぼ同様な波形を示しており卓越周期は基盤動に比べてやや長くなっている。一方、片平では表層地盤の高次振動が顕著であるが、基本的には基盤動とほぼ同様な波形となっている。

（c）建物の地震応答

以上の方法によって求められた表層の加速度波形を用いて、RC建造物の地震応答解析を行った。図6.4.3には、2階建および5階建の各タイプについて、卸町における最大層間変形角とせん断力係数との関係を、せん断耐力の分担比 α をパラメータとして示した。ここで、最大層間変位あるいは最大層間変形角は各層の最大応答の内の最も大きな値と定義している。最大層間変形角とせん断力係数との関係は、5章に示したように、基本的に右下がりの2次曲線的な関係を示し、その傾向はどのタイプについても同様であった。 $\alpha = 0$ （壁のみ）の場合、せん断力係数がある程度小さくなるにつれ急激に応答が増大する傾向が顕著である。しかし、せん断力係数が大きくなり変形レベルが小さくなると、 α が小さい方がその部分に相当する耐力は高いために応答も小さくなる。また、新旧の比較では旧基準によるものの方が、階数の比較では5階建の方が全体的に大きな応答を示した。

次に、新規準による $\alpha = 1$ の建物について、基盤動および3地点の入力波について応答解析を行い、同様の関係を図6.4.4に示した。地区によって微妙に応答性状が異なっており、これが実際の被害率の差となって現れたものと考えられる。応答の全体の傾向としては、長町・卸町の方が基盤動・片平よりも大きな応答量を示しているが、Cyが大きくな

ると片平の場合も応答が増大してくる傾向にある。

木造建物については、平屋・2階建ての旧基準による建物について同様に解析を行った。その結果、せん断耐力と最大応答変位との関係は5章と同様の傾向が示された。

（d）RC建造物の被害の推定と検証

これらの応答結果に基づきRC建造物の各地点の被害率を推定し、実際の被害率との比較を行った。比較に際しては、東北大学による卸町・長町・上杉地区における全数調査の結果⁸⁾を用いたが、その調査においては、被害ランクは概略以下の規準に沿って分けられている。

被害ランクⅠ：構造体の損傷は軽微だが、2次部材にひび割れ等が発生する

被害ランクⅡ：構造体にひび割れが発生し、2次部材などの付属部分が破壊される

被害ランクⅢ：構造体に破壊が認められ、耐力の低下が生じる

被害ランクⅣ：構造体が全面的に破壊され、建物の一部以上が崩壊する

ここでは、被害ランクⅢがこの研究における終局点に相当するものとする。5章の結果では、建物応答は層間変形角 $5 \times 10^{-3} \text{rad.}$ を越えると急激に増大する傾向を示しているため、これを破壊発生の下限とし、このランクに対応する判定尺度としては最大層間変形角 $5 \times 10^{-3} \text{rad.}$ とした。その他のランクについては、4章で設定したスケルトンカーブの折れ点などを考慮して、表6.4.1に示したように相当する最大層間変形角を設定した。図4.3.1に示した同時期に調査されたCy分布を仮定し、応答解析結果より得られたCy-Rmax関係、およびこの判定尺度を用いれば、前述のフローにより各地点における各タイプの被害率がランク別に求められる。

図6.4.5にはこのようにして求められた推定結果について、調査数の多かった2階建および3階建の建造物に対する推定被害率を右に、実際の調査による被害率を左に比較して示した。なお、上杉地区については近傍の同じ洪積台地上にある片平地区の入力地震動を用いて推定した値と比較している。上杉地区についてはあまり良い一致はみられていないが、卸町で被害が最も大きく上杉で小さいこと、3階建の方が2階建より被害が総体的に大きいことなど、全体的には各被害レベルについて、実際の被害率と推定値はかなり良い精度で一致している。

まだ考慮しきれていない要素は多々あるものの、この結果を見ると、本解析手法による応答推定は被害推定に用いるのにほぼ十分な精度を保有しているものと考えられる。

（e）木造建造物の被害の推定と検証

RC建造物と同様に、応答解析結果を基に被害率を推定し、実際の調査結果と比較した。

地震発生時の木造住宅の構造種別については詳しいデータが得られていないので、ここでは地震の発生時期と既往のデータを参照して、在来軸組工法と枠組壁工法の住家数の比を4:1、重い屋根と軽い屋根の住家の比を2:1と仮定した。また、そのそれぞれに関するせん断耐力係数 C_y の分布についてもその時点でのデータが揃っていないので、他地点で調査されたほぼ同時期の C_y 分布⁴⁾を流用した。これらの C_y 分布を持つ各構造物について3つの地点における木造住宅の最大応答を求め、住宅被害の判断基準としては従来からよく用いられてきた層間変位5cm(半壊)・10cm(全壊)を用い被害率を算定した。さらに上記の各構造物の比率を重みとして平均をとり各地点の被害率を推定し、アンケート調査より求められた実際の被害率⁹⁾と比較して表6.4.2に示した。全体的には過大評価をする傾向にあり実際の被害率と良く一致しているとは言いがたい。これは C_y 分布や構造物の割合のデータが正確でないこと、応答結果から被害を評価するための尺度の精度が不足していること、入力地震動の推定にも誤差を含んでいること、などのためと考えられる。

しかしながら、総体的にはサイトによる被害率の違い、被害レベルによる被害率の推移などはかなり良く表現していると考えられ、上記のデータ等の精度を向上させて行くことにより、より良い一致が得られるものと考えられる。

6.4.2 宮城県沖地震による鉄筋コンクリート構造物の被害推定

前項では、低層RC造および木造の建物群の被害推定を行い、被害率を求めて実際の町による被害率と比較検証した。ここでは、応答推定の精度を把握するために1978年宮城県沖地震における卸町地区の個々のRC構造物を対象にして、実際の被害レベルと本手法による応答推定値の比較を行った。

対象とした建物は、被害報告書に記されている、主に仙台市卸町地区の種々の被害を受けた8棟である。また、その内の6棟についてはNS・EWの両構面を別々に考慮したので、全部で14ケースについて解析を行った。

解析は基本的には3章で示した方法に沿って行うが、個々の解析であり、得られる情報も多いので、耐力の評価や壁・フレームのせん断耐力の負担率 α は3章の方法よりは詳細に算出した。その方法を以下に記す。

- 1)耐力の評価は「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断規準」¹⁰⁾における考え方をを用いる。
- 2)壁の終局時平均せん断応力度は両側柱付き壁で30kg/cm²、片側柱付きで20kg/cm²、柱無しの壁で10kg/cm²とする。
- 3)柱の終局時平均せん断応力度は10kg/cm²とする。また、極短柱については20kg/cm²とする。
- 4)平面図より上記の区分に応じて壁・柱の断面積を構面別に算出し、上記の平均せん断

応力度を掛け合わせて水平耐力を求める。

5)負担率 α は、上記手法によって求められた壁と柱の耐力の比と考える。

各層の復元力特性の設定については4章の方法をそのまま用いた。上記手法により求められた建物のベースシア係数、負担率などを実際の被害程度と共に表6.4.3に示した。

このようにして設定されたモデルを用いて応答解析を行い、最大応答変位を求めた。その際、各建物の入力地震動は、構造物の最も近傍のボーリングデータを用いて表層地盤をせん断質点系にモデル化し、4.5.4項に示した表層地盤の地震応答解析による方法を用いて求めた。

解析による地表の最大化速度、最大層間変形角、消費エネルギーを表6.4.3に併せて示した。また、最大応答変形角および消費エネルギーと実際の被害との関係を図6.4.3に黒丸で示す。最大応答変位・エネルギー消費量の双方に関して、応答推定値は被害レベルにかなりの相関を持ち、応答量の対数は被害レベルに比例する関係を示すことが明らかとなった。しかしながら、いくつかの建物については推定値が実際のレベルを下回る傾向が見られた。これらの建物について被害状況を調べると、その内の多くはねじれ応答が生じ、その影響によって被害が増大されたものと考えられた。そこで、ねじれによって被害を受けたと考えられる2つのRC構造物を対象に、5.3.4項で示した手法によりねじれを考慮した応答解析を行った。その結果、応答量は図6.4.6中に示す○から△へと増え、被害レベルとの相関はより高くなり、このことはねじれ応答を考慮する必要性を示しているものと考えられる。

この図より、大破以上の応答については応答が不安定な領域まで入っており、この解析では明らかなことが言えないが、中破程度以下の判定については、表6.4.1に示した被害判定の尺度がほぼ妥当であるものと考えられる。

6.4.3 釧路沖地震による建物群の被害推定

1993年釧路沖地震では家屋の倒壊はそのほとんどが地盤変状によるものであり、地表で700galを越す地震動が記録されたのに対し、振動による構造的な程度の重い被害は少ないことが特徴であった。しかしながら、軽微な被害は広域的に分布し、また、その分布性状には顕著な特徴が見られた。

前項では宮城県沖地震の被害例について、個々の建物あるいは限られた地域について応答計算を行い被害を推定した。本項では、より軽微でかつ広域的な建物被害の分布を推定し、その被害分布の特徴を追うことが出来るかを検証する。ただし、釧路市における建物分布や C_y 分布などが現状では明らかとなっていないので、上述のフローで被害率を算出することはせず、推定による最大応答値と被害程度を結びつけ、定性的な分布性状を追うこ

とする。

(1) 解析手法

これまでと同様、4章で示した推定手法を用いて地震応答の分布を明らかにする。推定手法の概要を順をおって以下に記す。

a) 工学的基盤面での入力地震動

地盤の応答解析を行うためには、まず基盤地震動を設定する必要がある。ここでは、釧路市域に広く存在する安定した浦幌層群および釧路層群(N値50以上)を工学的(共通)基盤と考え基盤地震動を設定する。しかし、現状ではこの深さでの適当なデジタルデータは見あたらないので、ここでは釧路気象台の地表における建築研究所の観測記録¹¹⁾を参考にして地震動を作成した。その設定手順を以下に示す。

基盤動としては開放基盤での波形として、金井・田治見フィルターを用い、位相に一様乱数を与えて模擬地震動を作成し、用いることとする。また、本解析で対象とする地盤および構造物の振動数は1Hz~4Hz程度の範囲にあり、この範囲で精度が得られるように基盤動を設定する。まず、この基盤動および気象台に最も近いボーリングデータを用いて以下のb)、c)に記した手法で表層地震動を推定し、建築研究所の記録(N153E成分)と比較する。両者の比較には、加速度および速度の応答スペクトルの形状およびそれらを周期0.1~2.0sec.の範囲で積分した値を用い、これらが一致するように繰り返し計算を行なってフィルターの卓越振動数、減衰定数および基盤動の最大加速度を決定した。その結果、それぞれ3.9Hz、0.5、445galという値が得られた。この入力波形による解析例をこれ以後case1と呼ぶこととする。図6.4.7には参考にした釧路気象台地表における建築研究所の観測記録と推定波による加速度・速度応答スペクトルの比較および設定した基盤動のフーリエ振幅スペクトルを示す。川瀬¹²⁾は北海道内の気象台における8つの観測記録より原地動スペクトルを求めているが、これを見ると4Hz程度をピークとした特性をもち、上記の振動数に関する設定はほぼ妥当であると考えられる。また、比較のために基盤地震動の卓越振動数を2Hzとし最大加速度はcase1と同等とした模擬地震動を作成し、同様に以下の解析を行った(case2)。波形の包絡線については気象台における表層動の主要部の継続時間が観測結果と同程度になるように指数型の関数を用いて設定した。

b) 表層地盤のモデル化

北海道建築士会釧路支部のまとめたボーリングデータ集¹³⁾を参照して解析地点の表層地盤を成層地盤としてせん断質点系にモデル化した。しかし、これらのボーリングデータは比較的浅い地盤までしか得られていないので、ここでは地質断面図が得られている図6.4.8中の橋南(南)から愛国地区(地点1~11)、春採(南)から春採(北)(地点12~17)、春

採(北)から大楽毛(地点17~26)の3つの測線上の地点および橋南(北:緑ヶ岡)の2地点(18、19)を対象としてモデル化を行った。ボーリングデータと基盤の間は地質断面図や数本ある深井戸のデータを参照して推定した。各層のせん断波速度は鏡味・後藤¹⁴⁾による推定式を用いて、各層のN値、層厚、地盤種別により求めた。

c) 表層地震動の推定

上で設定した基盤動と地盤モデルを用いて、4.5.4項に示した弾塑性地震応答解析を行い表層地盤における地震動を求めた。数値積分にはRunge Kutta Gill法を用い、時間刻み0.01sec.で4096ステップについて応答解析を行った。

d) 構造物の動的特性のモデル化

4章で示した木造住宅及びRC造構造物の動的特性のモデル化を行った。解析の対象としては在来軸組工法による木造住宅(記号WSで表す)および一般的な低層RC構造物(記号:RC)を選び、それぞれをせん断質点系にモデル化した。

e) 構造物の応答の推定

上で設定した表層地震動と構造物モデルを用いて弾塑性地震応答解析を行い、構造物各階における最大地震応答(加速度、速度、変位など)を求めた。なお、基盤地震動は位相情報として一様乱数を与えているので、ここでは一様乱数を変化させて30個の基盤地震動を作成し、それぞれの地震動に応じて地盤および構造物の地震応答解析を行い、応答量はこれら30回の計算結果の平均値として求めた。

2) 表層地盤・表層地震動の特性

表層地盤の周波数特性を調べるために、1)のb)で作成したモデルを用いて各地点の伝達関数を求めて図6.4.9に示した。なお、Q値はすべての層で20と仮定した。各図中の数字の内、最上段は地点番号を示し、その下の数値は1次、2次のピークの振動数をそれぞれ示している。また、これ以降、地区名・地名のあとの括弧内の数字は図6.4.8中の地点番号を示している。1から11の測線では、橋南(南)(1、2)ではピークは2Hz程度であるのに対し橋北(3、4)の南部では2.5~3Hzと高くなっている。鉄北地区以北(7~11)では1~1.5Hz程度の低い値を示した。松岡・翠川による常時微動観測の結果¹⁵⁾では、橋南(南)で3Hz以上、橋北で1.2~2.0Hz、鉄北以北で1.2Hz以下となっており、本モデルは橋南地区でやや低く、橋北南部でやや高い評価となっている以外は観測結果と良い一致を示している。地点12から19では春採(南)(12~14)で3Hz以上の高い数値を示している。地点20から26にかけては湿原に近い地点でもあり、1~1.5Hz付近に第一のピークがある。微動観測結果では、春採南で2.2~4.0Hz、湿原近傍で1.2~1.8Hz程度と、これらも良く一致している。

つぎに、1)のc)で求めた表層地震動の最大加速度および最大速度を図6.4.10に示す。図の横軸は各地点の相対的な距離を示している。釧路気象台近傍(記号:K)では表層動

の加速度および速度の応答スペクトルの面積が観測値と等しくなるように基盤動を設定したにもかかわらず、最大加速度は517galとなり、観測値(637gal)よりは小さな値となった。この原因としては、観測波には高い振動数に小さなピークがあること、表層動の推定手法には誤差が含まれていることなどが考えられる。相対的には、春採(南)の各町(12~14)や武佐2丁目(16)、緑ヶ岡5丁目(18)で最大加速度は500galを越える大きな値を示し、北部・西部の沖積地盤上の地域(7~11、21~26)では300~350gal程度であった。詳しい設置場所や設置条件が不明なため詳細な比較はできないが、西部の大楽毛橋(地点25付近)で350gal、釧路川堤防(地点11付近)で300~320galという最大加速度が観測されており、推定結果はこれらの値について良い一致を示している。一方、基盤地震動の卓越振動数を2Hzにしたcase2の場合は、洪積台地上の地点(1~3、16~18)ではcase1に較べ100gal~200gal程度高い値を示した。しかし、沖積低地では逆にcase1よりも小さな加速度となり、地点による差は大きくなる傾向を示した。

最大速度は各地点で比較的大きな値を示し、釧路駅(6)付近で60kineと最も大きくなった。一方、鉄北地区や武佐、緑ヶ岡などでは40kine程度の値を示した。case2の場合、地点によらず全般的に20kine程度、case1よりも大きな値を示している。

3) 構造被害の分布

4章で示した手法により、在来軸組工法による2階建ての木造住宅(記号WS-N-2:新基準によるもの、WS-O-2:旧基準によるもの)および新旧基準によるRC造2階建て(RC-N-2、RC-O-2)、新旧基準による5階建て(RC-N-5、RC-O-5)の建物について、各階のフロアの最大応答加速度・層間変位(RC造については層間変形角)を求めた。構造物のせん断耐力係数 C_y (ベースシア係数に相当)に関しては、RC造については壁量調査の結果を参照して平均的な値として1.0を用いた。また、木造住宅については C_y はパラメータとして考え、設計の基準値に相当する0.2とその倍の0.4を用い、記号末尾の括弧内の数字で表した。基準法改正以後の構造物を対象として、本州の数都市において行われた壁量調査の結果(図6.2.1左)を見ると、 C_y の最頻値は0.2を越えたところにある。一方、北海道の木造住宅は後の章で示すように、屋根が軽い、開口部が小さい、断熱材を壁内に配置するため壁が2重構造となり強度も増している、などの理由よりせん断強度は本州などの住家よりは高くなっている。ここではせん断強度が高くなった場合に地震応答・被害がどのように変化するかを調べるため、 $C_y=0.4$ の場合も併せ考慮した。

a) 構造被害の地域分布の推定

図6.4.11、図6.4.12にはそれぞれ木造住宅とRC造建物の最大層間変形(RC造の場合は最大層間変形角)を図6.4.10と同様に形式で示した。

木造住宅のcase1については、 C_y が0.2の場合は橋南(南)から橋北にかけて(1~6)、春採(北、南)(12~17)、橋南(北)(18,19)の地点で非常に大きな応答を示している。層間変形5cm程度で半壊、10cm程度で全壊という従来の経験的な被害評価尺度を当てはめると、これらの地区では半壊程度の被害は発生することとなる。しかし、 C_y が0.4の場合は全体的に応答は小さくなり、ほとんどの地区で半壊以下の評価となる。しかし、この場合でも、橋南(北、南)や春採(北、南)では他地区に比べると相対的には応答は大きくなっており、これらの地区より被害が発生し始める可能性が示されている。一方、鉄北から愛国(7~10)、鉄北から大楽毛(21~25)にかけては応答量は非常に小さくなっている。ただし、大楽毛西(26)や湿原の近傍(11)ではやや大きな応答を示している。建物の新旧で比較すると、ほとんどの地点で旧基準による建物は新基準のものに比べて2~3cm程度大きな応答を示している。

2章で述べた釧路沖地震による実際の構造被害のほとんどが木造住家におけるものであったので、この被害の傾向(2.3.1項参照)と上記の推定結果を比較する。釧路市域における木造住家の耐力分布、構造形式、年代分布などを厳密に評価するには、現状ではデータ不足なので、ここでは上記パラメータ(C_y 、建物の新旧)のもとでの相対的な被害の変動に着目して比較を行なう。旧釧路川より東の洪積台地上では、実際の被害は弥生・宮本町(橋南南)、緑ヶ岡東部・材木町(橋南北)、武佐西部(春採北)などで大きかった。推定でもこれらの地点では、上に記したとうり、相対的に大きな応答量を示しており、実際の被害の傾向と一致している。しかし、推定では橋南(北、南)、春採(北、南)ではほぼ同程度の値を示しているのに対し、実際には春採(北:武佐)、橋南(北:緑ヶ岡)で相対的に大きな被害を生じている。2.3.1項で記したように、この地域では地盤の破壊による被害が多く発生したため、このような差を生じたものと考えらる。このような地域では振動による被害だけでなく、地盤変状による被害の推定をも併せ行なうべきであろう。

一方、旧釧路川以西の沖積地では実際の被害は洪積台地上の被害よりかなり小さかったが、推定でも同様の傾向を示した。また、旧釧路川に近い橋北(3~6)・鉄北や愛国の東部(7、8、20)および湿原に近い鳥取(北)(11)では、釧路川に近い地区(9、10)よりやや大きな被害を生じているが、この傾向は推定でも良く表現されている。このように、沖積地では、表層地盤の増幅特性を考慮した地震応答推定法による結果は、実際の被害分布傾向を良く表現しているものと考えられる。

case2の結果については、変位応答はcase1とほぼ相似な形で増大している。古い建物で C_y が0.2の物(○)は洪積台地上では応答は10cmを大きく越え、大破する可能性が高い物と考えられる。沖積低地でもかなり大きな応答が生じている。 C_y が0.4のもの(■)は、洪積台地上のいくつかの地点で応答が10cmに近づき被害を生じる可能性があるが、沖積地では応答は依然として小さいままであった。

RC造に関しては、旧基準によって設計された構造物は洪積台地上の一部地区(春採(北)、

橋南(北))でやや大きな応答を示している。また、気象台近傍(K)や春採(南)でも層間変形の制限値(0.005rad)に近い応答を示した。しかし、その他の地点では応答は0.005radまでは達しておらず、被害は軽微であったと推定される。新基準による建物の応答量は非常に小さく、被害は発生しない程度の応答量に留まっていた。また、全般的に5階建ての構造物の方が2階建てに比べて応答が大きくなっている。RC造の実際の被害分布については被害統計、アンケート調査共にデータ数が少なく、現状では推定結果と比較することは難しい。今後のデータの蓄積を待って比較を行なっていきたい。

6.5 京都市域における建物群の被害推定

これまでに構築してきた推定手法を用いた被害推定のテストケースとして、想定地震が発生した場合の京都市域を対象として木造住宅および低層RC構造物の地震被害推定を行った。想定地震としては、琵琶湖北西岸に発生する地震(マグニチュードM=7.5、震央距離 $\Delta=45\text{km}$)を用いる。

6.5.1 表層地震動の最大加速度・速度の推定

振動による被害の推定を行うに当たっては、まず、対象とする各地域の表層地震動の最大加速度・速度を求めなければならない。ここでは先に述べた亀田・杉戸らによる一連の入力地震動評価手法のうち、表層地震動の最大加速度や最大速度をマグニチュード、震央距離、地盤のパラメータ S_n 、 d_p を用いて求める手法を採用した²⁾。

対象とした地域は、図6.5.1に示すように京都盆地を南北に縦断するラインに沿って、Site AからLまでの12箇所とした。北部のSite AからEにかけては鴨川によって形成された扇状地であり、砂利層を中心とした比較的良好な地盤である。それから南部へ向かうにしたがって鴨川、桂川の氾濫原となり軟弱な沖積層が卓越してくる。各地点の地盤のパラメータ S_n 、 d_p についてはそれぞれボーリングデータ集¹⁶⁾や地質断面図から求めた。以上の条件の基で各地点の最大加速度、最大速度を上述の方法で算出し、図6.5.1中に併せて示した。想定地震の場合(M=7.5)の最大加速度・最大速度はそれぞれ、地盤の良い地域で500gal、19kine、軟弱な地域で300gal、32kine程度を示した。

次に液状化による被害を推定するために、まず、各地点での液状化の発生予測を行う。これにはいろいろな手法が提案されているが、ここでは岩崎・龍岡¹⁷⁾による手法を用い、想定地震時における液状化ポテンシャルPLを求めた。地震時荷重Lを求める際に必要な地表最大加速度は上述の解析によって推定した値を用いた。さらに高石は新潟地震をはじめとする6地震における液状化例を調べることで、液状化ポテンシャルを液状化発生

確率に換算する式を導いている¹⁸⁾。ここでは、この式を用いて想定地震発生時の各地点の液状化発生確率を求めた。この結果、Site K以北の地点ではPLは5以下となり、発生確率はほとんど0%となったが、Site LではPL=12、発生確率96%であった。図6.5.2には高石による京都市全域における液状化ポテンシャル、液状化発生確率の計算例¹⁸⁾を示す。

6.5.2 構造物群の地震被害の推定

1) 被害推定の方法

6.2節で示した被害推定のフローを用いて推定する。

地震動による建物の被害の推定には、各種構造種毎のCyの分布が必要である。木造住宅のCyは壁量から換算することが可能であるが、前述の通り、現状では壁量の調査は東京・静岡・仙台などの一部の限られた地域、限られた時点でしか行われていない。京都における調査例もないので、本研究では、在来軸組工法の場合についてこれらのデータを流用することとし、規準法改正前と改正後に分けて壁量をCyに変換し、その分布を対数正規分布で近似した。軽い屋根の場合は同じ壁量を用いたが、重量が軽いため重い屋根の場合より相対的に大きなCy分布を持つこととなる。また、枠組壁工法の場合は標準的な平面図をいくつか集め、これから壁量を求め平均値と標準偏差を設定した。

低層RC構造物のCy分布についても京都での資料は得られていない。そこで、小野瀬らにより調査された2階建てから6階建てまでのRC構造物のCyの分布を援用し、そのうち2・6階建てのものについて計算を行った。また、12階建てについても便宜的に6階建てと同じCy分布を与えて計算した。

構造物の最大応答は6.5.1項で得られた最大速度・最大加速度を使って、5.4節で求めた推定式を用いて算出した。

また、木造住宅の最大応答値から被害に換算する尺度については前述したとおり、現状では参考とする研究があまり多くないので、ここでは今までによく用いられてきた尺度(半壊・全壊に相当する最大層間変位がそれぞれ5cm、10cm)を用いて評価した。低層RC構造物に関しては、6.4節において実際の被害と応答推定値との比較より得られた尺度を用いて評価した。

2) 京都における地震被害の特徴

図6.5.3には想定地震発生時の各種の木造住宅・低層RC構造物の全壊率あるいは大破となる率(黒い部分)、半壊あるいは中破となる率(白い部分)をSite B,F,Lについて示した。また、図にはマグニチュード7.0の地震の場合の結果も併せて示した。在来軸組工法による木造住宅では、マグニチュード7.0程度の地震が起これば、南部の地盤の軟弱な地域(Site L)で古い2階建てから被害が発生し始め、想定地震(M=7.5)ではかなりの地域

で建物が半壊点を越え、Site Lでは全壊する建物もかなり生じる。全体的には、新規準による建物は旧規準によるものより、また、1階建ての建物は2階建てのものより被害は小さくなる傾向を示した。屋根の軽い建物は、同じCyでは重い屋根のものより応答が大きくなる傾向にあったが、屋根が軽くCyがより大きい方に分布しているため、結果的には被害は屋根の重いものとほぼ同程度となった。一方、枠組壁工法による建物は想定地震時でもSite Lで9%程度が半壊するのみであり、在来工法によるものとの耐震性の差は非常に大きいことが明らかである。

一方、低層RC建造物の被害は、 $M=7.0$ の場合Site-Bで古い2階建てが、Site-Lで古い6階建てが数%ずつ中破する程度であった。しかし、想定地震の場合では、古い建造物を中心に修復限界を越え大破するものも生じた。特に、古い6階建て以上の建物では中破は90%を越え、地域によっては大破も10%を越えた。総体的には、低層のものよりは高層のもの、新規準よりは旧規準によるものの被害が大きくなる傾向にあった。また、ごく低層のものは硬い地盤のSite-Bで、層数の多いものは軟らかい地盤のSite-Lでそれぞれ被害が大きくなる傾向を示した。以上の結果に見られるとうり、本手法によって地盤の硬軟による被害の差、建造物の種類の違いによる被害の差などがある程度よく表現されているものと考えられる。

最後に、地盤の液状化による木造住宅の被害について概略的な推定を行う。6.1節で示したように、Site K以北の地点では想定地震発生時には液状化は予想されなかった。一方、Site Lではマグニチュードが7.0の場合はPLは8、発生確率は78%となり、マグニチュードが7.5の場合ではPLは12、発生確率は96%となった。液状化が生じた時の建物の被害発生の詳細については前にも述べたように明らかになっていないので、ここでは日本海中部地震の際の被害率をもとに、液状化が発生した地区では、構造種別にかかわらず、80%の木造住宅が半壊以上となると仮定する。この仮定によれば、マグニチュードが7.0の場合は62%、マグニチュードが7.5の場合は77%の住家が半壊以上の被害を蒙る。この割合を図6.5.3の中に一点鎖線で示すが、振動による被害率と比べると、マグニチュード7.5の場合ではほぼ同程度の割合であり、マグニチュードが7.0の場合になると液状化による被害が卓越するものと考えられる。

以上の傾向をまとめると、来軸組工法による住宅は地盤の軟らかい地区ではかなりの被害を蒙ると予想されたが、枠組壁工法による住宅はそれに比べてかなり耐震性が高く、被害は非常に少なくなる結果となった。また、地盤の液状化による木造住宅の被害はマグニチュードがやや小さいうちは振動の被害よりも卓越する傾向を示した。一方、RC建造物のうち、極低層のものは北部の硬い地盤、6階建て以上のものは南部の軟らかい地盤での被害が大きくなる傾向を示し、非常に複雑な被害分布となった。

6.6 上海市域における組積造建物の地震応答推定

本節では、非常に堆積層厚い上海の表層地盤の応答解析を行い、その増幅特性について考察する。また、得られた表層地震動を用いて4章でモデル化した組積造建物の応答解析を行い、その応答性状をRC造建物の性状と比較した。

6.6.1 上海地域における表層地震動の推定

1) 上海の表層地盤の特徴

図6.6.1に上海近郊の概略図を示す。図中○印で示した3つの地点においてボーリングデータを得ることができた。花園ホテルは上海市の中心部の繁華街に位置する。国際貿易センタービルは上海市西郊の新開発地区にあり、宝山製鉄所は上海北方の楊子江岸に位置している。図6.6.2には国際貿易センタービルのサイトにおける5地点(記号:C-1~C-5)の土質柱状図を示す。順にC-1からC-4は敷地長辺方向へ、C-5はC-1に対し短辺方向に位置している。地盤は70m程度の深さまで粘土や粘土質ロームが分布し、特に表面から40m程度まではN値にして5以下の極めて軟弱な地盤が続いている。70mより深いところでは安定した砂質土が存在しN値も50を越えている。敷地内の各地点を比較すると長辺方向も、短辺方向もほぼ同じ分布を示していることが見て取れる。図6.6.3には国際貿易センタービル(C-1)、花園ホテルにおける2地点(H-1, H-3)および宝山製鉄所の柱状図を比較して示す。宝山製鉄所で5m付近にやや硬い層が存在することを除けば、4つの地点とも、地表付近の軟弱層や50m付近でのやや硬い層の存在などを含め、全体のN値分布は驚くほどよく似ている。また、工学的基盤の深さについても、宝山製鉄所では60m以深のデータがないためわからないが、他の地点ではほぼ同じ深さに存在している。この3つのサイトは十数km~数十kmのオーダーで離れており、上海における表層地盤は極めて均一であることが見て取れよう。

2) 非線形地震応答解析による表層地震動の推定

ここでは、先述したボーリングデータを基に、70m付近に存在する硬い層を工学的基盤面と見なして、地盤をせん断質点系にモデル化する。各層の土の復元力モデルとしては、5.5.4項に示した原らのモデルを用いる。この手法により、各層の土質、密度およびN値より復元力特性をモデル化することが可能となる。

これらのモデルの初期剛性を用いて固有値解析を行い、貿易センターおよび花園ホテルのサイトでの、地盤の1次・2次の固有振動数(f_1 ・ f_2)を求め図6.6.4に示した。貿易センタービルでは1次振動数はほぼ等しく1.70~1.89Hz、2次振動数は3.38~4.13Hzとなった。花園ホテルでは1次振動数は貿易センタービルに比べるとやや高く2.0Hz程度、2次

はほぼ等しく3.3Hz程度となった。

これらのサイトでの表層地震動を地震応答解析によって求めるために、工学的基盤面での地震動を4.5.2項の亀田・杉戸らによる基盤地震動のシミュレーション手法を用いて推定した。ここでは、 Δ は50kmと仮定し、マグニチュードは6.5と7.0の2種について考慮した。マグニチュード6.5の場合、基盤地震動の卓越振動数は4Hz程度となり、地盤の2次振動数に近い振動数を持っている。

このようにして得られた地震動を入力として、先述のモデルを用いて表層地盤の地震応答解析を行った。図6.6.5には地点C-1およびH-1の各層における加速度の時刻歴を示す。図中右肩につけた数字は最大加速度を示している。マグニチュード6.5の場合、基盤地震動の最大加速度は107gal、7.0で186galとなっている。どのケースにおいても30mよりも上部の軟弱な地盤において大きく増幅され、卓越する周期も長くなっていく様子が読み取れる。表層の波形から読み取ると、卓越する振動数は1.5Hz程度となっている。図6.6.6には各地点表層の最大加速度・最大速度を示した。マグニチュード6.5の場合、貿易センタービルでは各地点でほぼ等しく最大加速度で190gal、最大速度で15.5kine程度となった。花園ホテルではやや応答が大きく加速度で230gal、速度で18.5kine程度であった。マグニチュード7.0となると、最大加速度は各地点で300gal弱、速度で26kine程度となった。加速度応答倍率でみると、マグニチュード6.5の場合、貿易センターで1.8、花園ホテルで2.2程度であったものが、マグニチュード7.0になると1.5~1.6となり、地盤の塑性化の影響で倍率は徐々に鈍っていくことがわかる。一方、最大速度では、振動数が低下するため逆に速度が大きくなる要素もあり、マグニチュード7.0においても入力強度の増大に見合う程度の速度の増大が見られる。

6.6.2 組積造建造物の応答特性

4.4節でモデル化した組積造建造物の応答特性を探るために、模擬地震動を作成し地震応答解析を行った。解析に用いた地震動は、振幅スペクトルに金井・多治見フィルターを用い、位相に一樣乱数を与え、包絡線関数には指数型のものを用いて作成した。狭帯域の地震動を想定しフィルターの減衰は0.3とした。フィルターの卓越振動数は1, 2, 3, 4Hzの4種を用い、入力の最大加速度は100galから500galまでの5段階の値を用いた。これら4種の振動数、5種の最大加速度の組合せに対して一樣乱数を変えて5つずつの波を作成し、そのそれぞれを用いて地震応答解析を行った。また、建造物としては烈度7および8を想定して設計したものを、復元力特性の形状を決めるパラメーター α は0.2（トリリニア型の分担率が2割）と0.8（同8割）の2種に設定した。

図6.6.7には横軸に入力波の最大値（最大加速度 A_{gmax} 、最大速度 V_{gmax} ）を、縦軸には建造物の最大応答（最大応答加速度 A_{rmax} 、最大応答変位 U_{max} ）をとってプロットしたものを

示す。図中、 $\bigcirc \Delta + \times$ はそれぞれ1Hzから4Hzの卓越振動数を持った波に対する応答値を示している。烈度7で設計したものについて見ると、入力最大加速度との関係では、最大応答値は同じ入力強度でも卓越振動数によってばらついていることがわかる。一方、入力最大速度については、応答値は卓越振動数にかかわらず、入力最大値とある程度の相関が見られる。履歴特性の形状に関しては、変位応答に次いでほぼ変わらず、加速度応答についてはスリップ型の割合が多い $\alpha=0.2$ の場合（エネルギー吸収の小さい場合）の方が応答がやや大きくなる傾向を示した。表4によれば限界変形角は1/50rad（限界変形5.6cm）となり、 $\alpha=0.2$ の場合、入力最大速度が40kineに達すると、これを越えるものが出てくる。入力と応答の加速度の関係からは、加速度倍率は $\alpha=0.2$ の場合でおよそ1.5、 $\alpha=0.8$ の場合でおよそ1.0となった。烈度8で設計したものについては、応答量は烈度7で設計したものよりはかなり小さくなり、 $\alpha=0.2$ の場合、限界変形を越えるのは入力最大速度60kine、最大加速度400gal程度からである。また、入力速度との相関は烈度7のものに比べてやや低くなり、逆に入力加速度との相関がやや高くなる傾向を示した。これまでの研究では日本における木造住宅の最大変位応答は入力最大速度と非常に高い相関を持ち、RC造建造物の最大応答は逆に最大加速度と相関を持つことが明らかにされている。入力地震動と建造物の動的特性と関係から言えば、ここで扱っている組積造建造物は、丁度これらの中間的な位置に有るものと考えられる。

6.6.3 上海市域における組積造・鉄筋コンクリート建造物の応答特性

6.6.1項の方法によって求められた貿易センタービルおよび花園ホテルの各サイトでの表層地震動を用いて、組積造建造物、及びこれまでにモデル化を行ってきた低層RC建造物の地震応答を求める。まず、組積造建造物の地震応答の一例として、マグニチュード6.5、 $\Delta=50$ kmの地震が発生した場合の、貿易センターにおける烈度7の建造物の加速度応答、変位応答の時刻歴および第1層の復元力特性を、 $\alpha=0.2$ の場合を図6.6.8に、 $\alpha=0.8$ の場合を図6.6.9にそれぞれ示す。復元力特性についてはマグニチュード7.0の場合も併せて示した。 $\alpha=0.2$ の場合は、マグニチュード6.5の場合においてもかなりスリップの性状が現れており、それにとまって加速度にはやや衝撃的な応答が発生している。マグニチュード7.0になっても履歴はほぼ同様の形で、変位応答が1.5倍程度になっている。一方、 $\alpha=0.8$ の場合でも、マグニチュード6.5でかなり大きなループを描いているが衝撃的な応答は少ない。しかし、下層では残留変形が蓄積していく様子が見られる。エネルギー吸収能力は $\alpha=0.8$ の場合の方が大きいにもかかわらず、全体的な応答レベルは $\alpha=0.2$ の場合とほぼ変わらなかった。

図6.6.10には貿易センタービル、図6.6.11には花園ホテルの各サイトにおける組積造建造物の最大応答加速度（ A_{max} ）、最大応答速度（ V_{max} ）、最大応答層間変位（ U_{max} ）を縦

軸に階数をとって示す。(a)は烈度7の規準で設計したもの、(b)は烈度8で設計したものについてそれぞれ示している。図中、白い印で示したものはマグニチュード6.5の地震に対する応答、黒印はマグニチュード7.0の地震に対する応答を表し、丸印は $\alpha=0.2$ 、角印は $\alpha=0.8$ の構造物の応答をそれぞれ示している。また、加速度応答について最下層(0層)の値は入力地震動の最大加速度を示している。

一般に加速度応答は各層でほぼ一定となり、速度応答は上層で大きく、変位応答は下層で大きくなる傾向を示す。変位応答は烈度7の設計で、マグニチュード6.5の場合、最大で1cm程度、7.0の場合で2cm程度と限界変形は越えていないものの、設計点はかなり越える応答を示している。これらの応答の傾向からみると、構造物の破壊は下階に集中し、一方室内における家具の転倒や散乱などは加速度や速度応答に依存するため、上階に卓越して発生するものと考えられる。 $\alpha=0.8$ のものは $\alpha=0.2$ のものに比べると応答は安定した状態となり、応答量も総体的に小さい。烈度8の設計では速度・変位応答は相対的に烈度7のものに比べるとかなり小さくなっているが、加速度応答は固有振動数が高くなった影響もあり応答は逆に増大している。また、マグニチュード7.0の場合のスリップ成分の大きなもの(●)のみは明らかな原因はわからないが、応答が不安定な状態となり、最大応答もかなり大きな値を示している。2つのサイトの応答を比較すると、花園ホテルにおける応答の方がやや大きい値を示す場合がいくつか見られた。しかしながら、全体的には加速度・速度・変位ともほぼ同様の応答性状を示し、ここで取り上げた程度の表層地盤の特性の変化は、構造物の応答量にはあまり大きくは影響していないことがわかる。

次に、比較のために、これまでの研究においてモデル化してきた国内の設計規準による低層RC構造物の両サイトにおける応答を求めた。対象とした構造物は4階建てのRC構造物で、履歴特性はディグレーディングトリリニア型と原点指向型モデルの組合せで表現しており、ここではこれらを半分ずつ用いたもの($\alpha=0.5$)とディグレーディングトリリニア型のみを用いたもの($\alpha=1.0$)の二種について解析を行った。また、せん断耐力係数 C_y (設計ベースシア係数に相当)は、国内における設計レベルである1.0とその半分の0.5について解析を行った。建物の階高は比較のため組積造と等しく2.8mとした。

図6.6.12、6.6.13には図6.6.10、6.6.11と同様に、2つのサイトにおける最大応答を縦軸に階数をとって示した。両サイトの応答の比較では、組積造の場合と同様、ほぼ等しい傾向を示した。組積造とは異なり、最大加速度・最大速度は上階へいくにつれてほぼ直線的に増大するのに比べ、最大変位は各階でほぼ一定となった。組積造とのこれらの違いは、主に階高方向へのせん断耐力の与え方の違いによるものと考えられる。変位応答については $C_y=1.0$ の場合はかなり低いレベルとなっており構造物の破壊可能性はかなり小さいと考えられるが、せん断耐力が半分($C_y=0.5$)の場合は、マグニチュード7.0程度になると応答が急増するケースが見られた。また、加速度・速度の応答倍率は組積造に比べるとかなり大きくなり、上階の室内における被害は発生する可能性がかなり高いものと考えられ

る。

6.6.4 組積造構造物の応答に関するまとめ

本節のケーススタディにより得られた知見を以下に記す。

1) 上海の3地点におけるボーリングデータに基づいて地盤をモデル化し、これまでに用いてきた応答解析法を使って地盤の表層における地震動を推定した。ボーリングデータの比較より、上海の地質は数十kmにわたってほぼ同じ様相を示していることがわかった。また、推定表層地震動も各地点においてほぼ同じ周波数特性・強度特性を持っていた。

2) 組積造構造物の応答は、a)一般に加速度応答は各層でほぼ一定となり、変位応答は下層で大きくなる傾向を示し設計点をかなり越える応答を示す場合もあった、b)烈度8の設計では速度・変位応答は相対的に烈度7のものに比べるとかなり小さくなっているが加速度応答は逆に増大する、c)異なるサイトの応答を比較すると全体的には加速度・速度・変位ともほぼ同様の応答性状を示し、ここで取り上げた程度の表層地盤の特性の変化は、構造物の応答量にはあまり大きくは影響していない、ことなどが明らかにされた。

3) 比較のために求めた日本の設計規準によるRC構造物の応答に関しては、a)異なるサイトの応答の比較では組積造の場合と同様ほぼ等しい傾向を示した、b)組積造とは異なり、最大加速度・最大速度は上階へいくにつれてほぼ直線的に増大するのに比べ、最大変位は各階でほぼ一定となった、c)変位応答については $C_y=1.0$ の場合はかなり低いレベルとなっており構造物の破壊可能性はかなり小さい、d)加速度・速度の応答倍率は組積造に比べるとかなり大きくなり上階の室内における被害は発生する可能性が高い、ことなどがわかった。

今後は、組積造構造物について履歴特性に関する実験結果をより多く収集し、構造物モデルをより精度の高いものにしていくとともに、これまでに開発してきた地震被害評価手法を用いて、これらの構造物の構造的・機能的な地震被害を推定し、その特性を明らかにする必要がある。

6.7 まとめ

本章では、応答解析結果に基づいた被害推定の方法について記し、実被害との比較を行って推定法の妥当性の検証を行った。また、ケーススタディとしていくつかの地域について想定地震発生時の建物被害の推定を行い、被害発生の特徴について明らかにした。

6.2節では、応答解析結果に基づいた振動による被害推定の手法を構築した。

6.3節では、地盤変状による構造物の被害を分類し、そのうち液状化による建物被害につ

いてそのメカニズムについて考察した。また、日本海中部地震の建物被害を液状化地域と非液状化地域に分けて、その被害発生状況について考察したが、液状化地域では無被害の建物に比べて半壊以上の建物が非常に多く、液状化の生じたほぼ全ての地区でおよそ80%の木造住宅が半壊以上の被害を蒙っていた。

6.4節では宮城県沖地震時の仙台市における表層地震動を求め、その地震動を入力として地震応答計算を行い構造物の応答の推定を行った。実際の被害率と推定値を比較すると良い一致がみられ、本手法が被害推定に必要な精度を持っていることが明かとなった。

また、釧路沖地震について、表層地震動の強度分布、構造的な被害の分布の推定を行った。その結果、分布の定性的な傾向を追うことができた。

6.5節では想定地震発生時の京都市域の木造住宅、低層RC構造物の地震被害を推定した。在来軸組工法による住宅は地盤の軟らかい地区ではかなりの被害を蒙ると予想されたが、枠組壁工法による住宅はそれに比べてかなり耐震性が高く、被害は非常に少なくなる結果となった。地盤の液状化による木造住宅の被害はマグニチュードがやや小さいうちは振動の被害よりも卓越する傾向を示した。RC構造物のうち、極低層のものは北部の硬い地盤、6階建て以上のものは南部の軟らかい地盤での被害が大きくなる傾向を示し、非常に複雑な被害分布となった。

6.6節では上海市を対象として想定地震の際の建物被害分布の推定を行い、その特徴について考察を行った。組積造構造物の応答は、a)一般に加速度応答は各層でほぼ一定となり、変位応答は下層で大きくなる傾向を示し設計点をかなり越える応答を示す場合もあった、b)烈度8の設計では速度・変位応答は相対的に烈度7のものに比べるとかなり小さくなっているが加速度応答は逆に増大する、c)異なるサイトの応答を比較すると全体的には加速度・速度・変位ともほぼ同様の応答性状を示し、ここで取り上げた程度の表層地盤の特性の変化は、構造物の応答量にはあまり大きくは影響していない、ことなどが明らかにされた。

これらの考察より、本推定手法は、被害分布の定性的な評価についてはかなり高い精度を持っていることが明らかとなった。また、構造物や地盤の条件に関する諸要因について明らかに出来れば定量的にも精度の良い推定が可能であることが示唆された。

今後はより多くの被害データの集積を図るとともに、より詳細な検討を加え、本推定手法の精度向上を図っていく必要があるものと考えられる。精度が高まれば、本手法による結果をもとに、建物室内における2次被害の発生とその波及、生活支障や経済的困窮を推定する手法についても構築することが可能となろう。

第6章 参考文献

- 1) 日本建築学会：地震荷重－その現状と将来の展望（付録3）、1987.11.
- 2) 杉戸真太・亀田弘行・後藤尚男・広瀬憲嗣：工学的基盤面と沖・洪積地盤面の地震動の変換係数－表層地盤の非線形性を考慮した最大地動・応答スペクトル・非定常スペクトルの推定モデル－、京大防災研年報、第29号B-2, 1986, pp. 41-58.
- 3) 柴田明子・大橋好光・坂本 功：在来木造住宅の耐震設計に関する調査研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、昭和57年10月, pp. 2089-2090.
- 4) 大橋好光・坂本 功：在来木造住宅の耐震設計に関する調査研究（その3）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、昭和59年10月, pp. 2649-2650.
- 5) 浜田政則・安田 進・磯山龍二・恵本克利：液状化による地盤の永久変位の測定と考察、土木学会論文集、第376号/III-6、1986.12、pp. 211-220、および、浜田政則・安田 進・磯山龍二・恵本克利：液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究、土木学会論文集、第376号/III-6、1986.12、pp. 221-229.
- 6) 土木学会：1983年日本海中部地震震害調査報告書、1986, pp340-349.
- 7) 土木学会：1983年日本海中部地震震害調査報告書、1986, 付録.
- 8) 志賀敏男・柴田明德・小野瀬順一：仙台卸町地区における耐震性能分布と被害分布、日本建築学会学術講演梗概集、1982.10.
- 9) 志賀敏男（研究代表者）：大地震時における都市生活機能の被害予測とその保全システムに関する研究、文部省科学研究費自然災害特別研究（1）報告書、1984, pp80-107.
- 10) 建設省住宅局建築指導課監修：既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準、日本建築防災協会、1977.
- 11) 鹿島俊英・北川良和：平成5年（1993年）釧路沖地震強震観測速報、建設省建築研究所、1993.2

12) 川瀬 博：1993年釧路沖地震で釧路気象台の強震地動は何故大きかったのか？－表層地質効果（ESG）仮説の提案－、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅰ、pp.15-16、1993.9

13) 北海道建築士会釧路支部：釧路市の地盤、1982

14) 鏡味洋史、後藤典俊、太田 裕：各種土質指標を含むS波速度推定式の系統的構成、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.509-510、1976.10

15) 松岡昌志、翠川三郎：1993年釧路沖地震における釧路市内の地震動強さ（その2 常時微動特性について）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅰ、pp.3-4、1993.9

16) 京都市住宅局監修：京都市内ボーリングデータ集、大竜堂書店、1986、pp.297-742.

17) 岩崎・龍岡・常田・安田：砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法とその適用例、第5回日本地震工学シンポジウム講演集、1978、pp641-648.

18) 高石和宏：地震後の復旧段階を考慮した上水道配水管路網の信頼度評価、京都大学大学院修士論文、1982、pp9-11.

表6.2.1 宮城県沖地震の際のRC構造物の被害の判定を行う際に用いた評価規準

被害ランク	被害状況
0 無被害	柱・はり・耐力壁等構造体、非耐力壁等2次部材共に損傷がほとんどないか、または認められても軽微なもの。
I 小 破	構造体の損傷は比較的軽微であるが、2次部材に曲げまたはせん断ひび割れが認められるもの。構造耐力上の支障はないと考えられるが、建物使用上2次部材の補修を要すると考えられるもの。
II 中 破	構造体に曲げまたはせん断ひび割れが認められ、さらに2次部材並びに煙突・渡り廊下等付属部分に破壊が認められるもの。部分的な構造体の補修または補強を要すると考えられるもの。
III 大 破	構造体に曲げまたはせん断破壊が認められ、耐力の著しい低下があると考えられるもの。大規模な補修・補強またはとりこわしを要すると考えられるもの。
VI 全 壊	構造体がほぼ全般的に破壊し、建物全体または一部が崩壊したもの。とりこわしを要すると考えられるもの。

表6.3.1 液状化地域と非液状化地域における住家被害件数と割合

地区	震央距離 (Km)	Amax Vmax	液状化地域の被害				非液状化地域の被害			
			全壊	半壊	一部壊	無被害	全壊	半壊	一部壊	無被害
車力村牛湯	130	170gal 13.1kine	110 (47%)	66 (28%)	46 (20%)	11 (5%)	6 (4%)	13 (9%)	24 (17%)	99 (70%)
錦ヶ沢赤石	105	356 37.7	1 (-)	4 (-)	2 (-)	1 (-)	23 (11%)	39 (19%)	65 (32%)	75 (37%)
館代市浅内	85	250 20.5	43 (47%)	37 (41%)	2 (2%)	9 (10%)	8 (6%)	9 (7%)	10 (8%)	95 (78%)
八竜町大口	85	331 34.2	0 (-)	0 (-)	0 (-)	0 (-)	73 (16%)	104 (22%)	108 (23%)	179 (39%)
若美町五明光	80	291 20.6	37 (33%)	58 (51%)	11 (10%)	7 (6%)	0 (0%)	6 (12%)	13 (26%)	31 (62%)
男鹿市臨本	90	- -	13 (46%)	9 (32%)	2 (7%)	4 (14%)	- (-)	- (-)	- (-)	- (-)

注) 被害欄のカッコ内の数字は被害の割合を示す。

表6.4.1 被害に相当する最大層間変形角

DAMAGE LEVEL	I	II	III (ULTIMATE POINT)	IV (COLLAPSE)
STORY DEFORMATION ANGLE R(x10 ⁻³ rad)	1.50	2.50	5.00	7.50

表6.4.2 実際の調査による被害率と推定被害率（カッコ内）の比較

		WOODEN HOUSES(%)	
DAMAGE LEVEL		半壊	全壊
NAGAMACHI	2-STORY	9.9(58.2)	1.4(18.6)
OROSHI-MACHI	2-STORY	12.2(20.9)	2.8(14.1)
KATAHIRA	2-STORY	0.0(5.5)	0.0(0.0)

表6.4.3 建物のベースシア係数・負担率、応答結果と実際の被害程度

建物名	方向	ベースシア係数	α	最大地表加速度 (gal)	最大層間変形角 ($\times 10^{-3}$ rad)	規準化消費エネルギー	実際の被害
函南高校	NS	0.52	0.39	362	32.0	0.112	大破
	EW	1.13	0.23	368	2.94	0.016	小破
オビサンビル	EW	0.39	0.76	453	24.3	0.468	倒壊
木下綿行	NS	0.49	0.39	432	33.2	0.464	倒壊
	EW	0.53	0.65	428	22.4	0.390	大破
トーカビル	NS	1.31	0.53	423	1.05	0.002	中破
	EW	1.02	0.96	433	0.95	0.001	中破
辻本商店	NS	0.98	0.57	460	2.70	0.061	中破
	EW	0.61	0.60	476	28.7	0.218	大破
大洋漁業	—	0.42	1.00	433	50.0	0.609	倒壊
長町電話局	NS	1.15	0.27	392	1.26	0.014	中破
	EW	0.83	0.52	370	2.84	0.028	中破
愛宕中学校	NS	2.36	0.16	449	1.51	0.002	被害なし
	EW	0.69	0.47	499	3.84	0.060	被害軽微

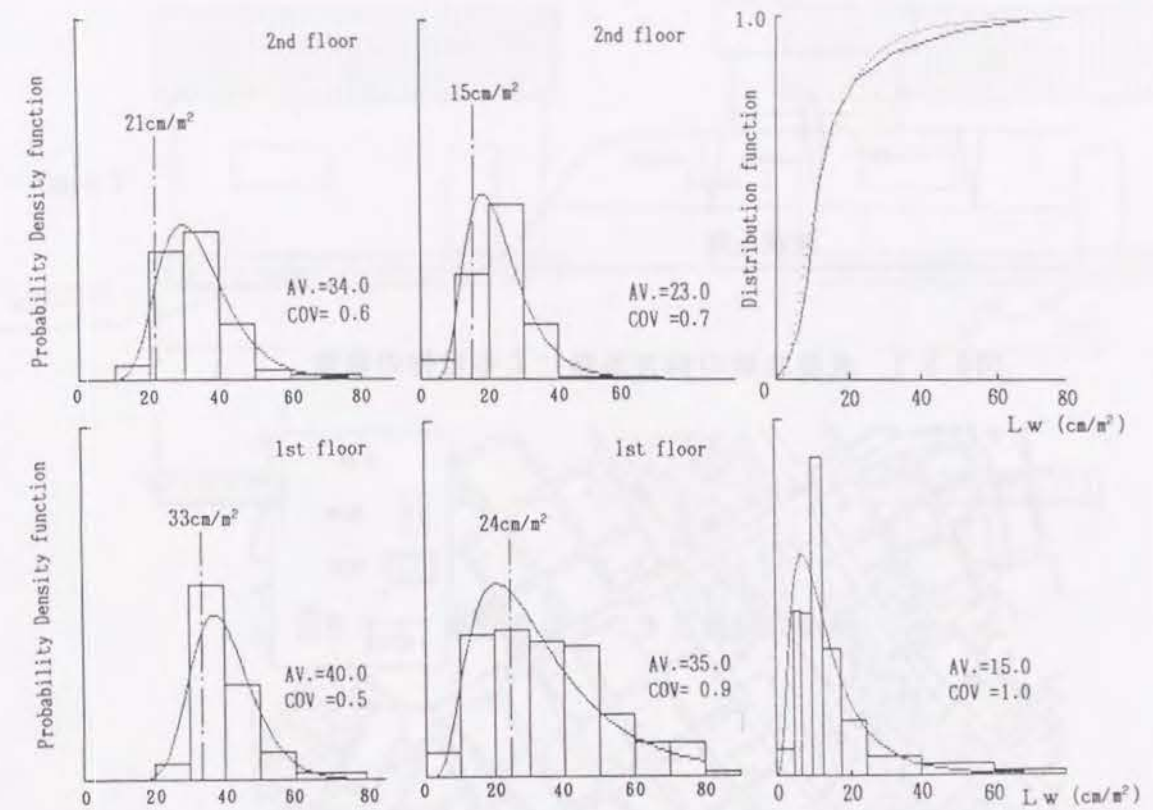


図6.2.1 木造構造物の壁量調査の結果^{3, 4)}

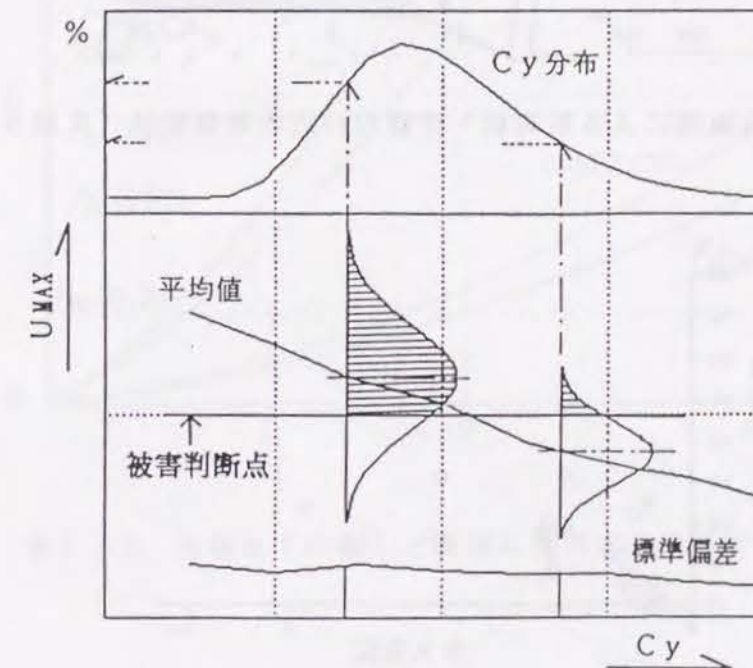


図6.2.2 被害の評価の概念図

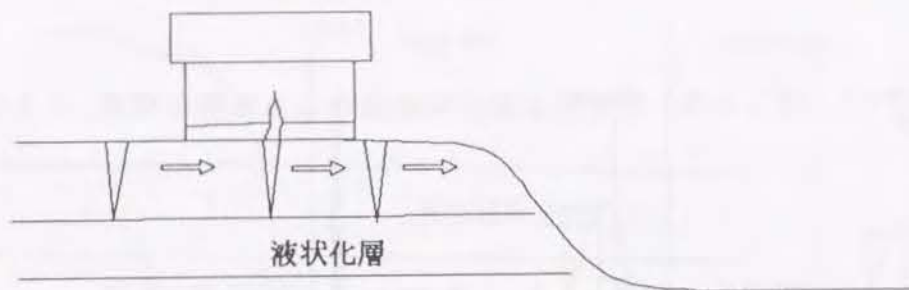


図6.3.1 表層地盤の側方流動による建物の破壊

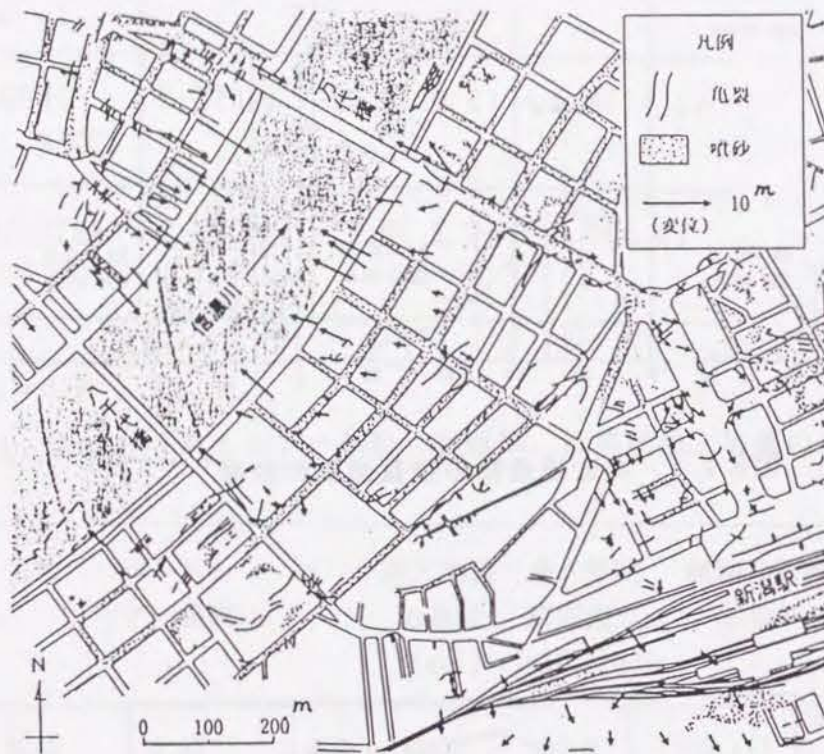


図6.3.2 新潟地震による新潟駅・信濃川付近の地盤変状（文献5）

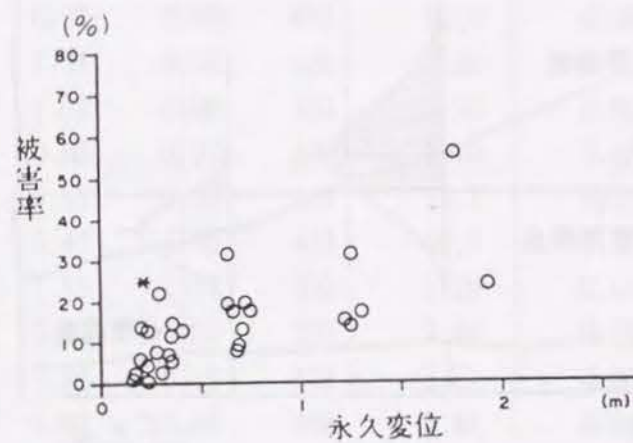


図6.3.3 地盤の永久変位と建物の被害率の関係（文献5）

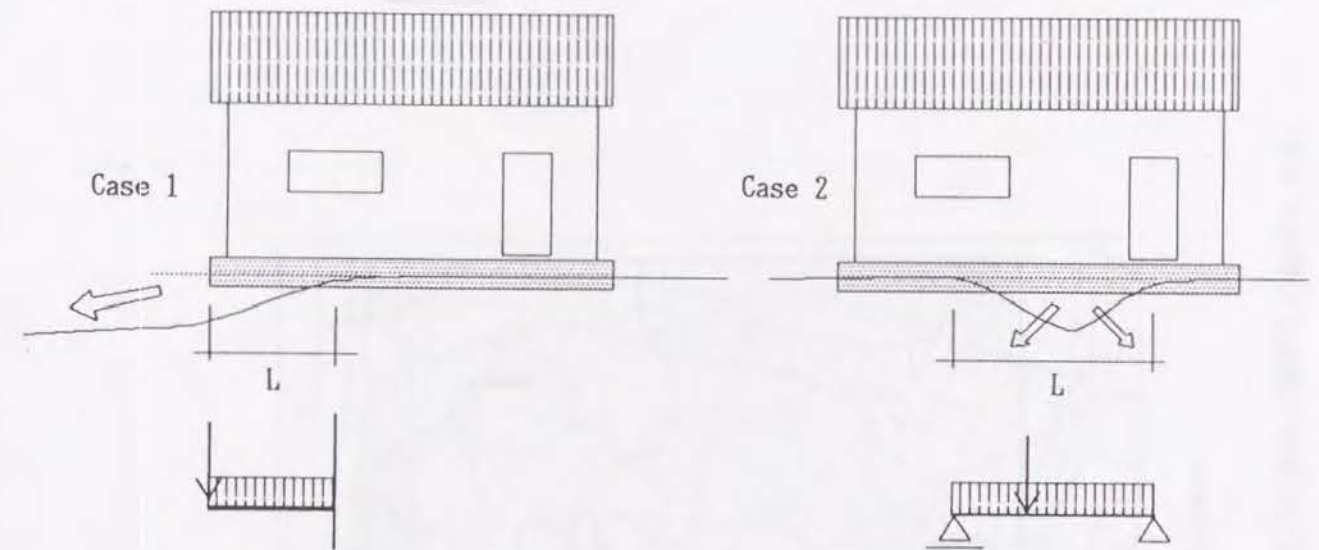


図6.3.4 地盤の沈下による基礎の破断

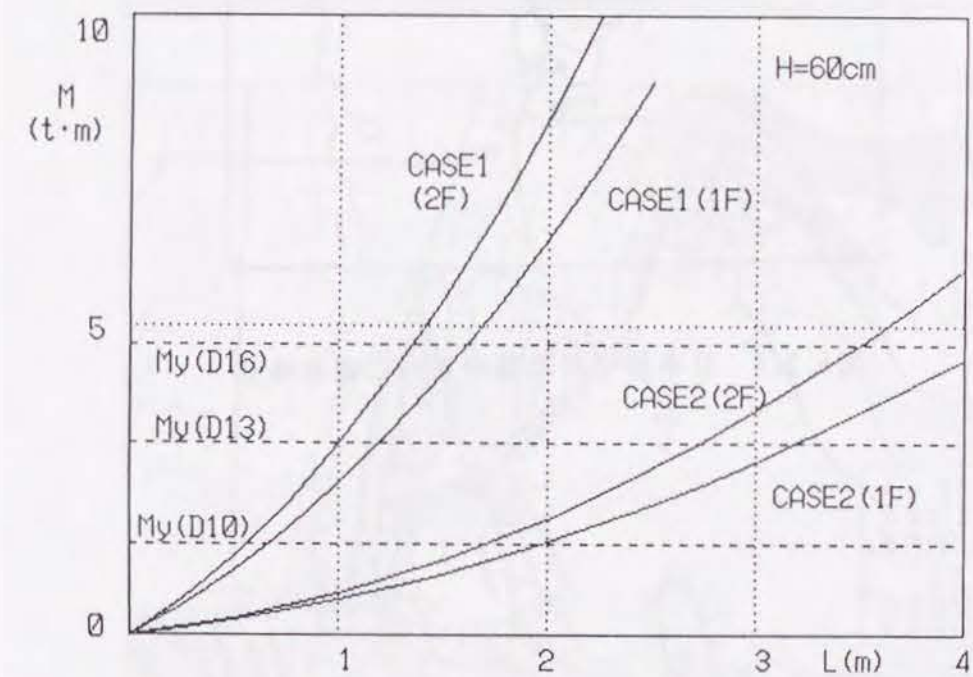
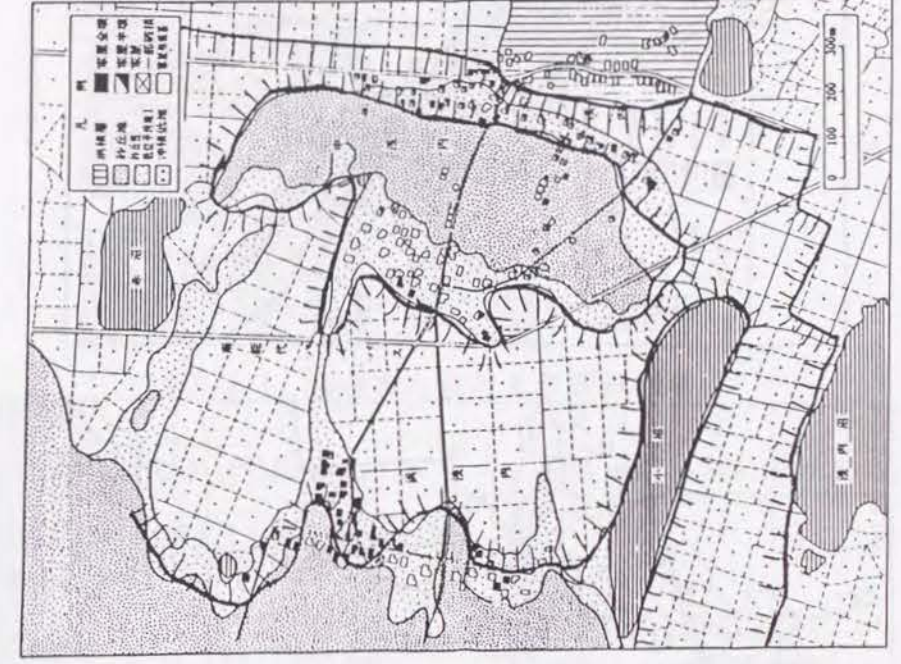


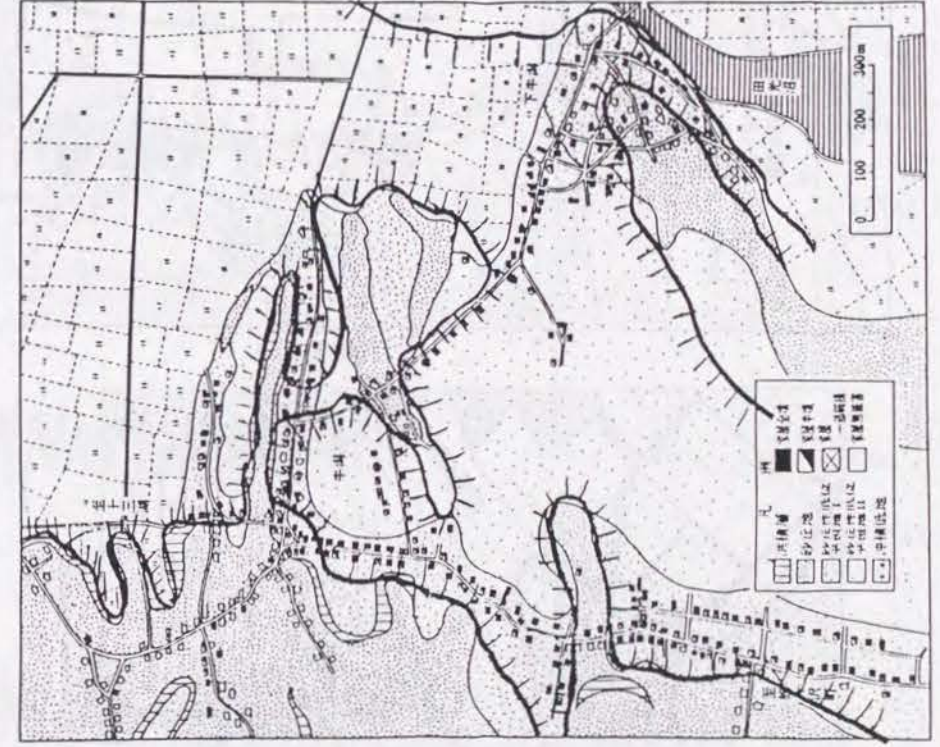
図6.3.5 地盤沈下の幅Lと基礎に作用する曲げモーメントの関係



図6.3.6 日本海中部地震の震央と調査地点



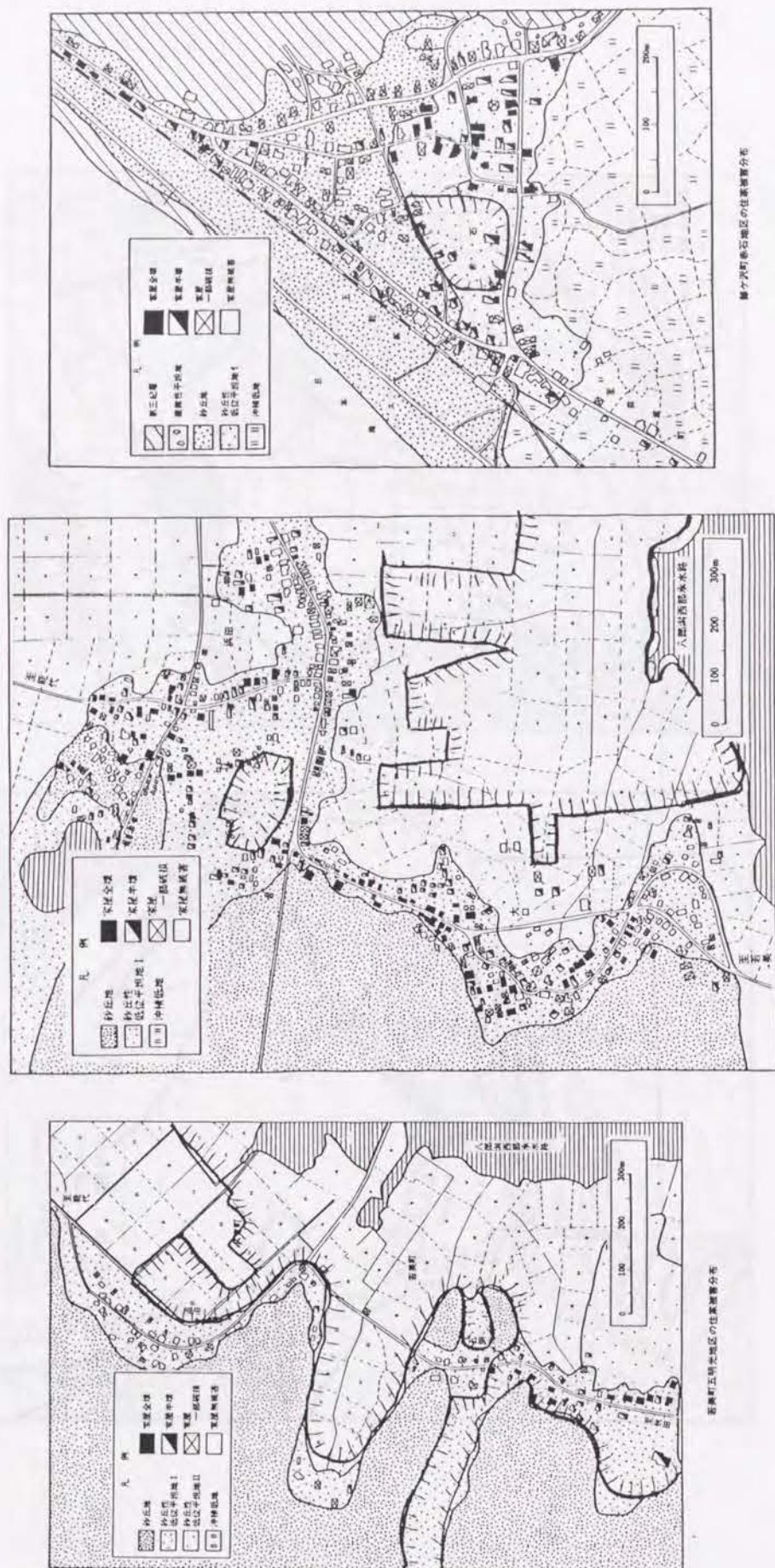
新大市街内地区の被害分布



新大市街内地区の被害分布

○ 液状化地域 (陶野らの調査による)

図6.3.7(a) 建物被害の分布と液状化したと考えられる地域



液状化地域（陶野らの調査による）



図6.3.7(b) 建物被害の分布と液状化したと考えられる地域

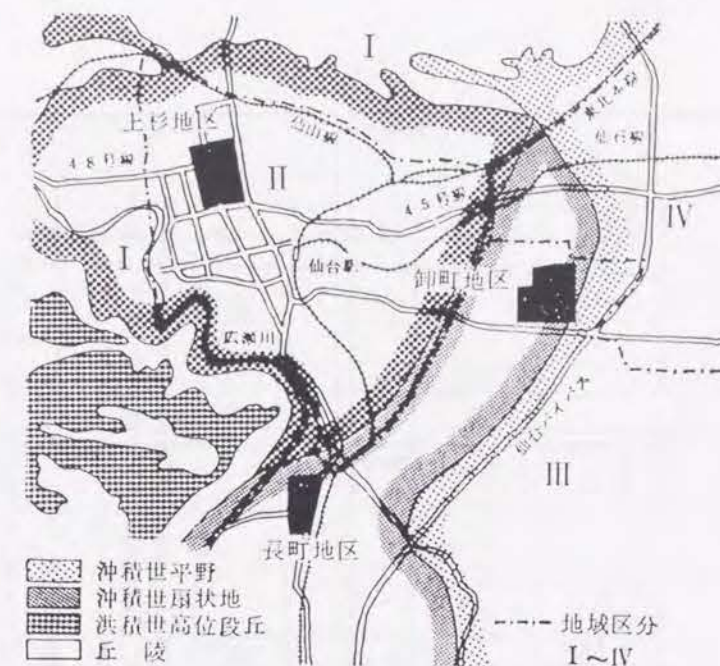


図6.4.1 仙台市における解析対象地点

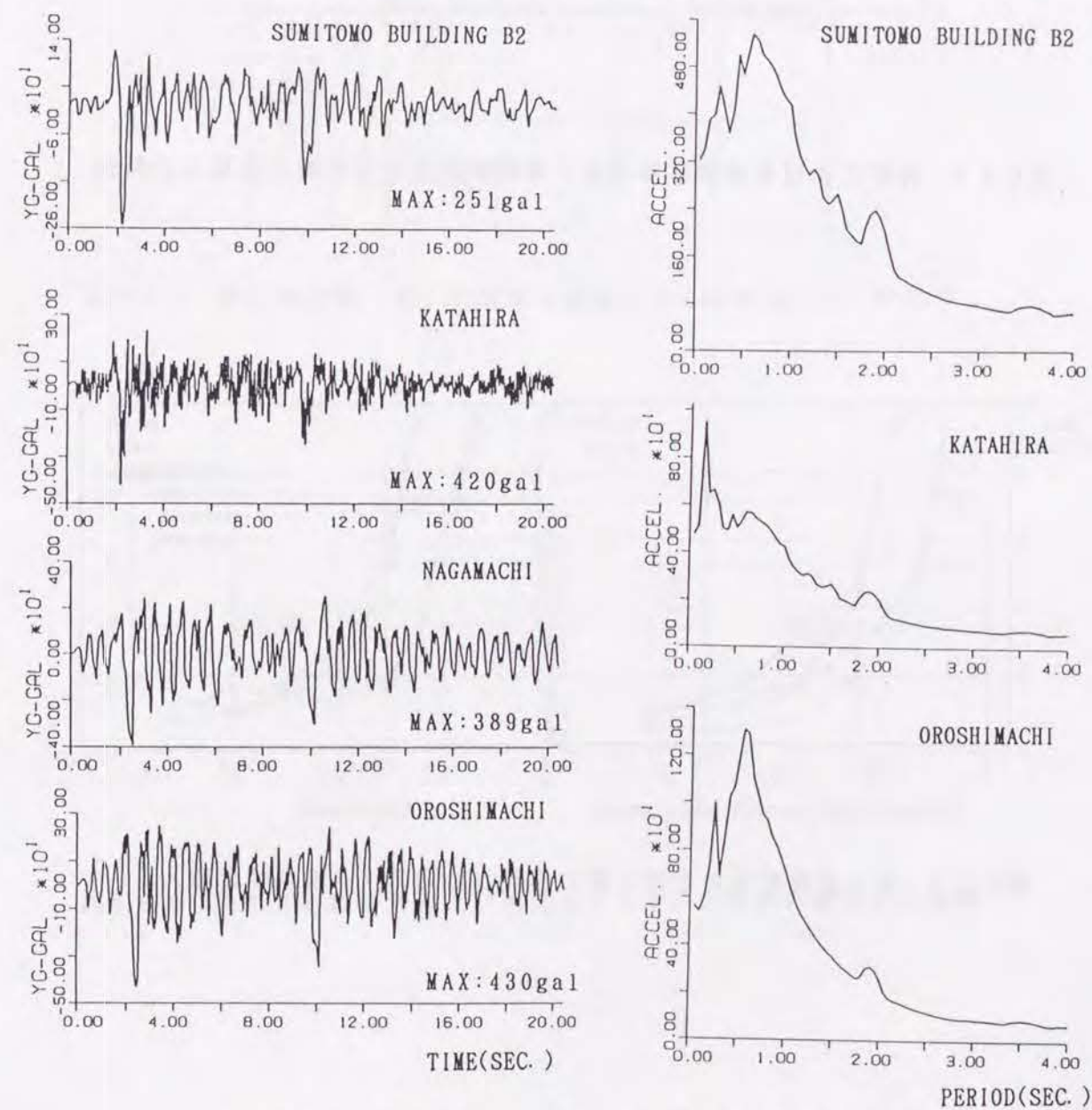


図6.4.2 地表面での推定地震動の時刻歴と加速度応答スペクトル

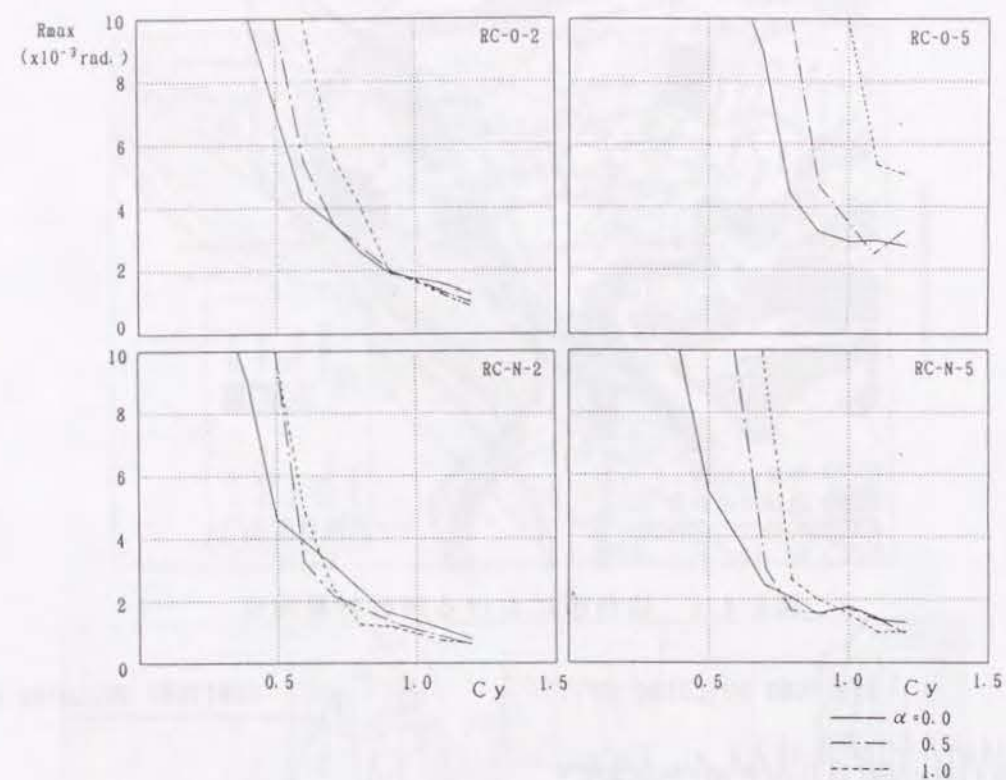


図6.4.3 卸町における建物応答の最大層間変形角とせん断力係数との関係

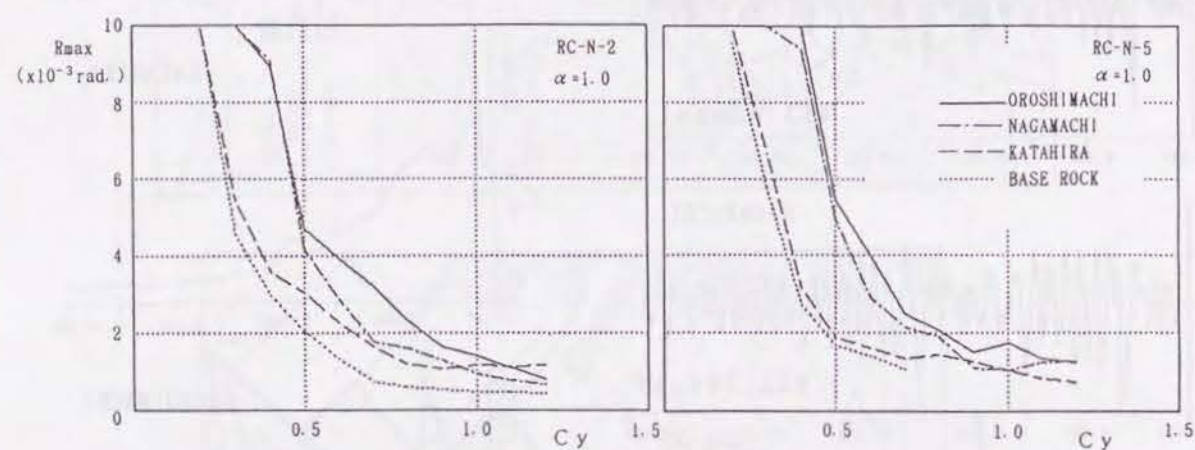


図6.4.4 最大層間変形角とせん断力係数との関係 (3地点の比較)

DAMAGE LEVEL		OVER I	OVER II	OVER III	OVER IV
NAGAMACHI	2-STORY	14.3 % 6.6	0.2		
	3-STORY	18.8 25.6	12.5 11.9	6.3 3.7	
OROSHIMACHI	2-STORY	17.9 15.9	4.4 3.4	2.2 1.5	
	3-STORY	47.7 58.9	22.7 33.9	11.4 18.2	6.7 0.2
KAMISUGI (KATAHIRA)	2-STORY	33.3 1.5	6.7		
	3-STORY	22.6 18.2	7.1		

図6.4.5 推定被害率 (右) と実際の調査による被害率 (左) の比較

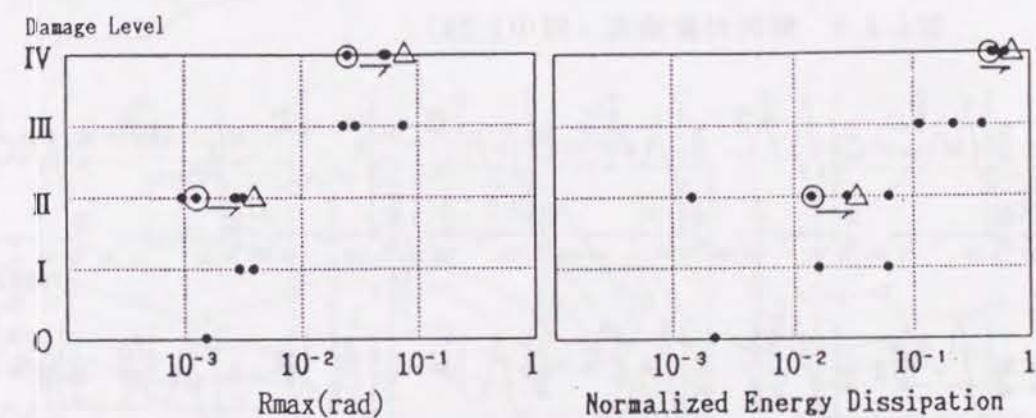


図6.4.6 最大応答変形角および消費エネルギーと実際の被害との関係

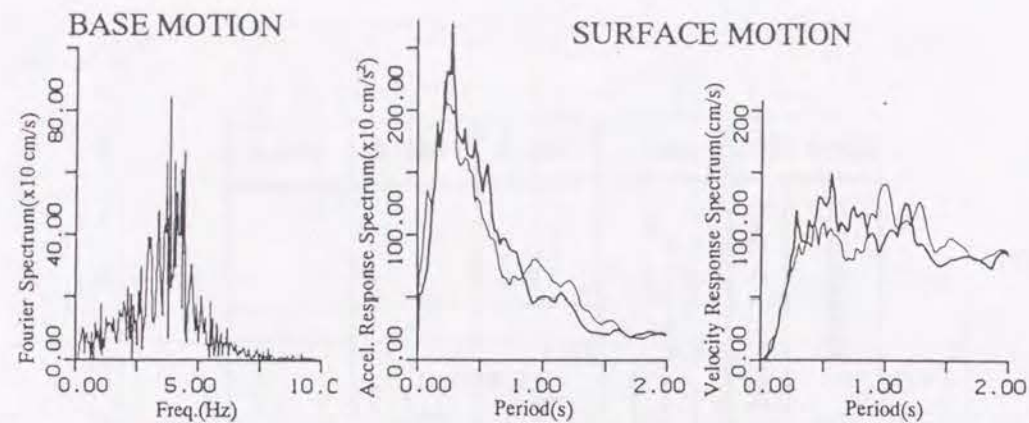


図6.4.7 釧路気象台地表における観測記録と推定波による加速度・速度応答スペクトルの比較および設定した基盤動のフーリエ振幅スペクトル

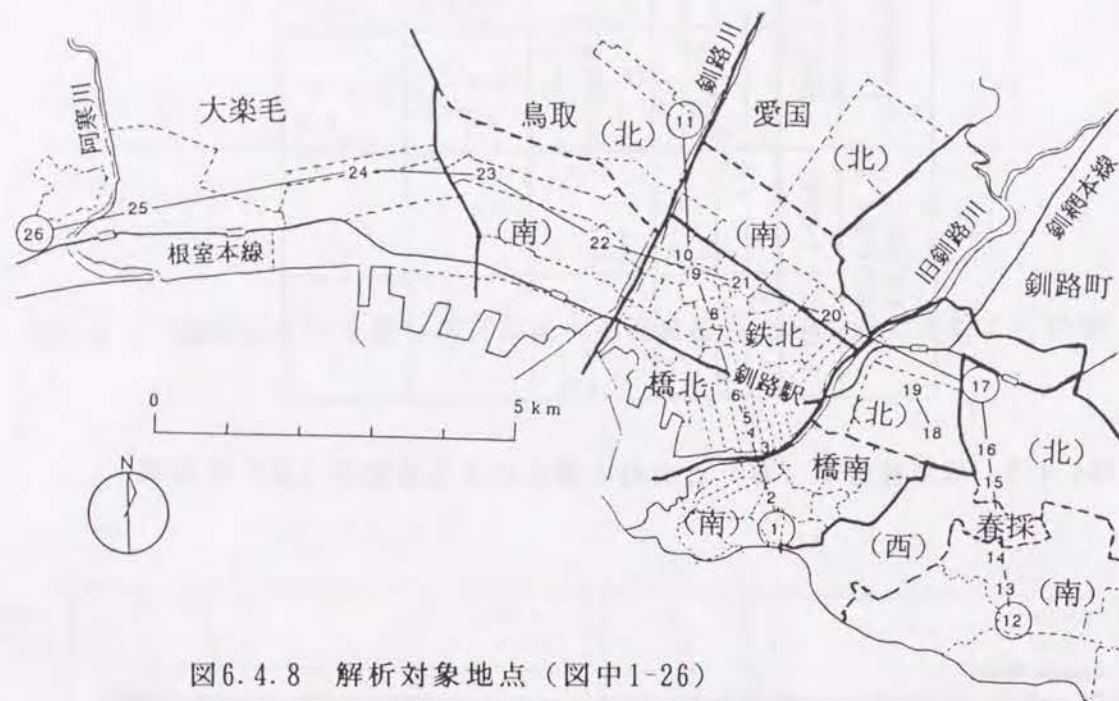


図6.4.8 解析対象地点 (図中1-26)

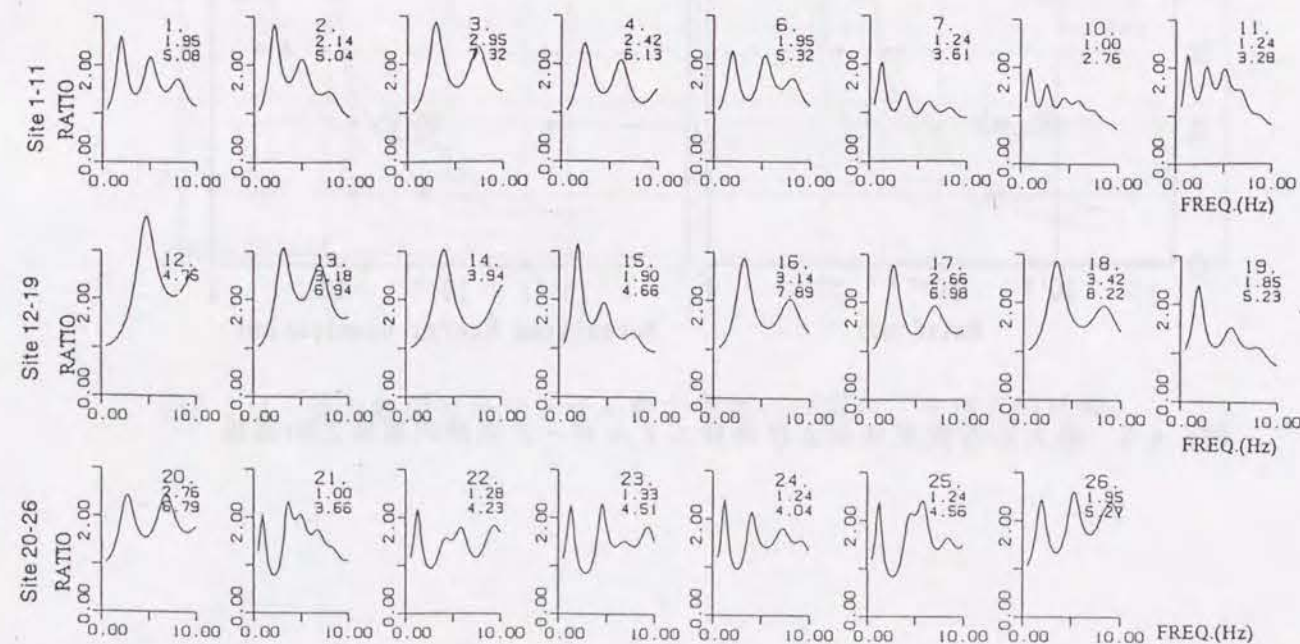


図6.4.9 各地点の伝達関数

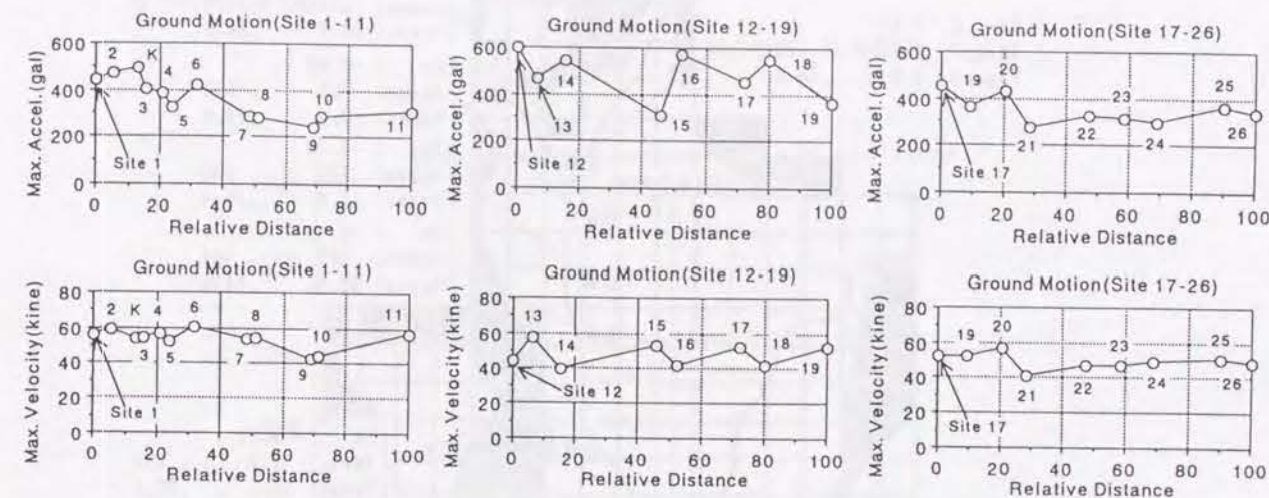


図6.4.10 表層地震動の最大加速度および最大速度の分布

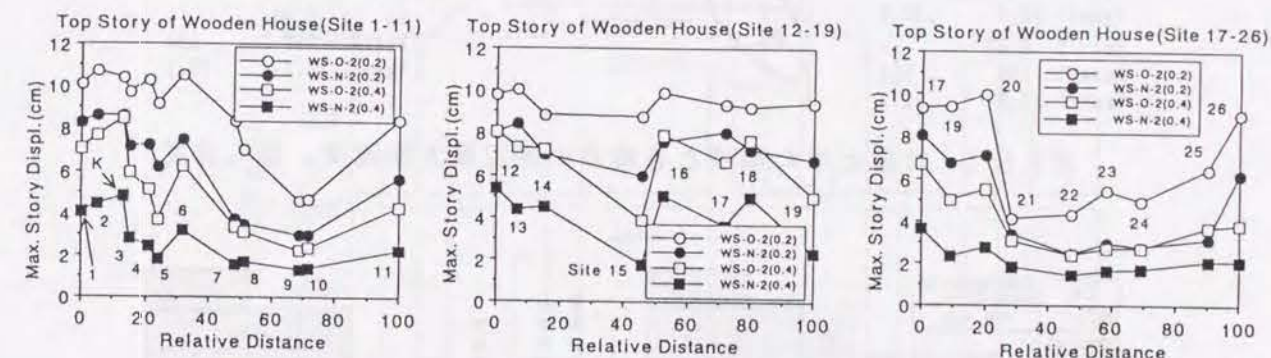


図6.4.11 木造建物の推定最大層間変形の分布

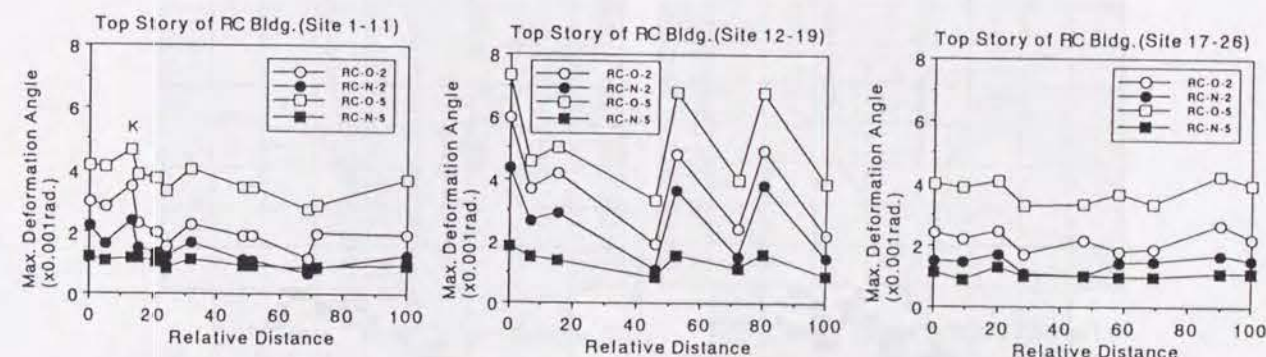


図6.4.12 R C造建物の推定最大層間変形角の分布

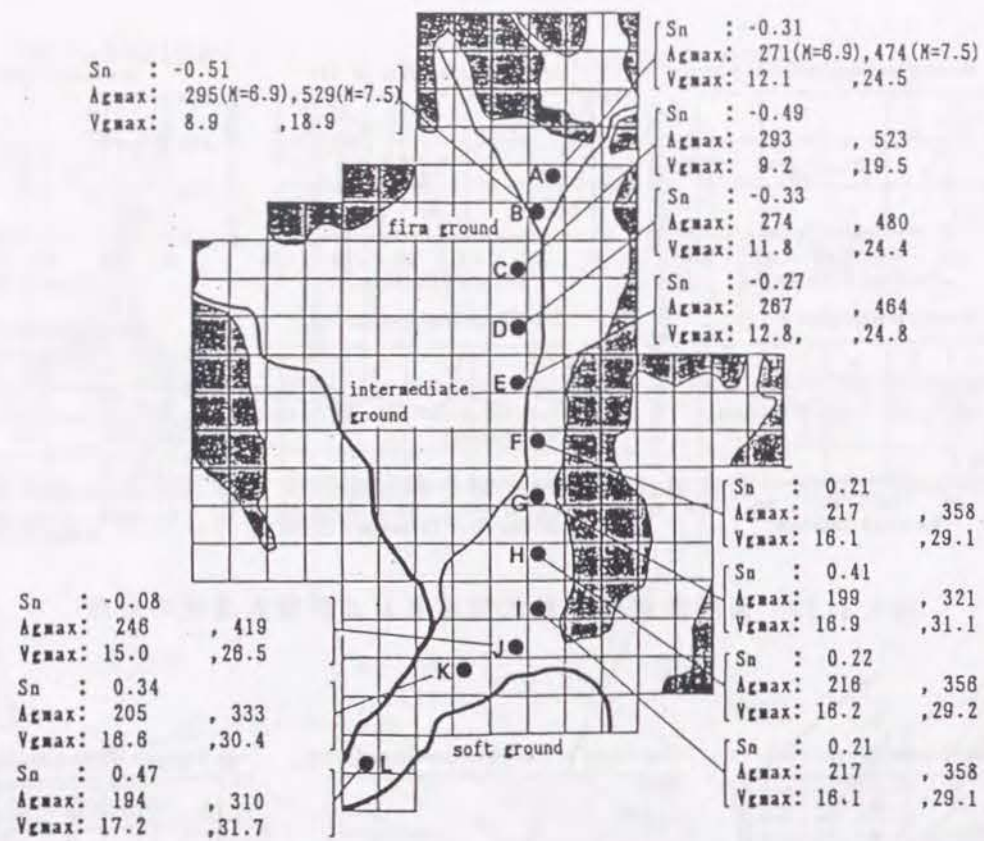


図6.5.1 対象とした地域と各地点の推定最大加速度、最大速度

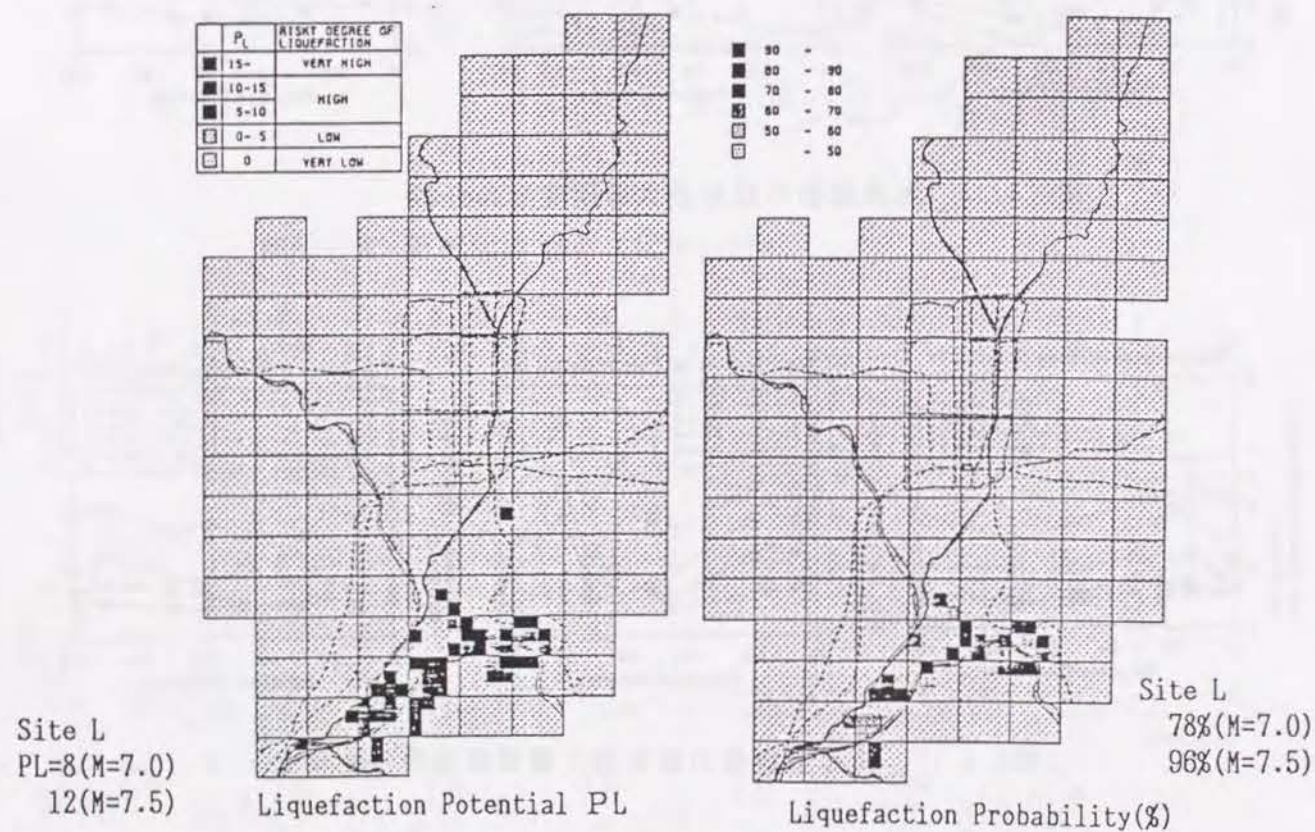


図6.5.2 京都市全域における液状化ポテンシャル、液状化発生確率の計算例¹⁸⁾

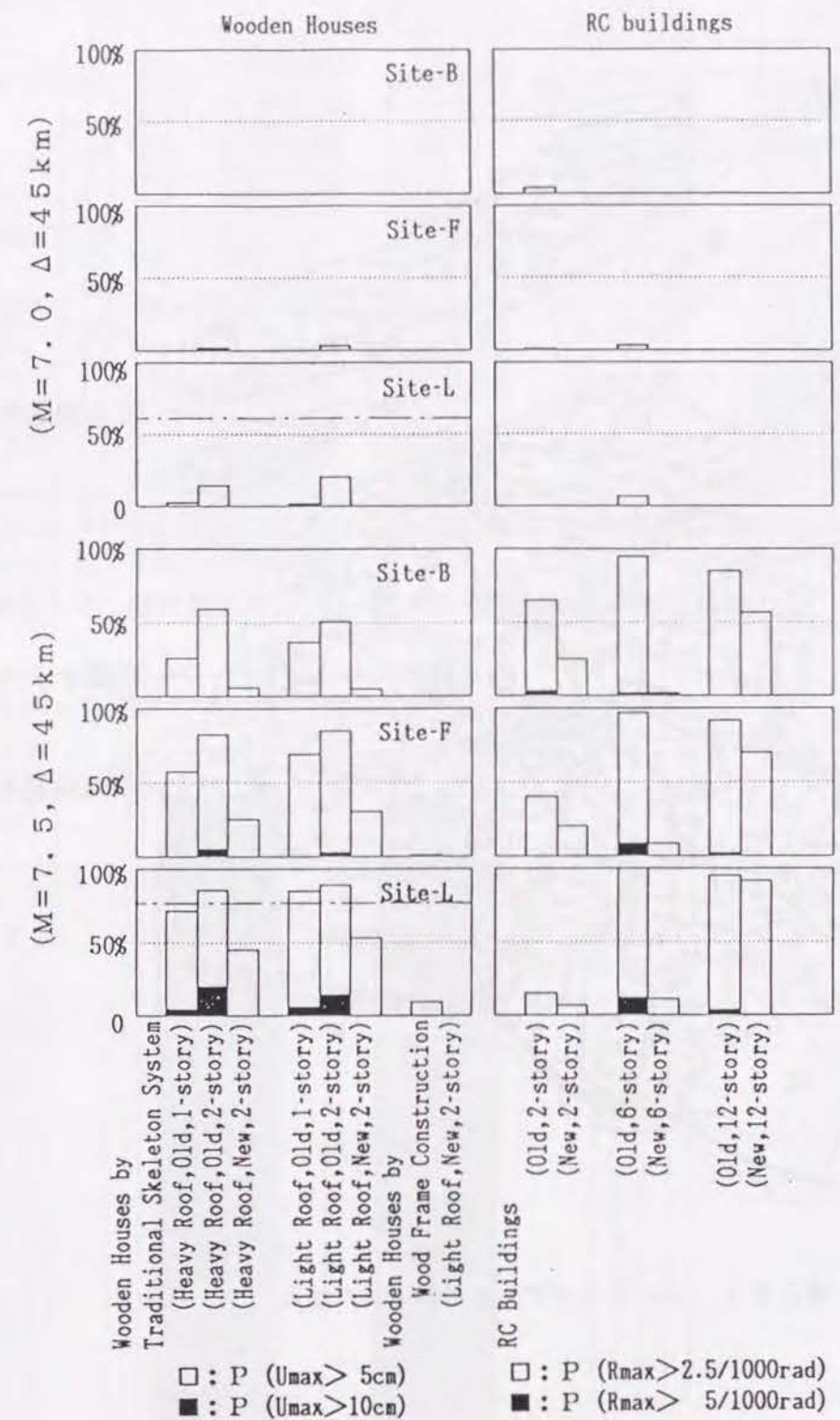


図6.5.3 木造住宅・低層RC建造物の推定被害率



図6.6.1 ボーリングデータの得られた地点

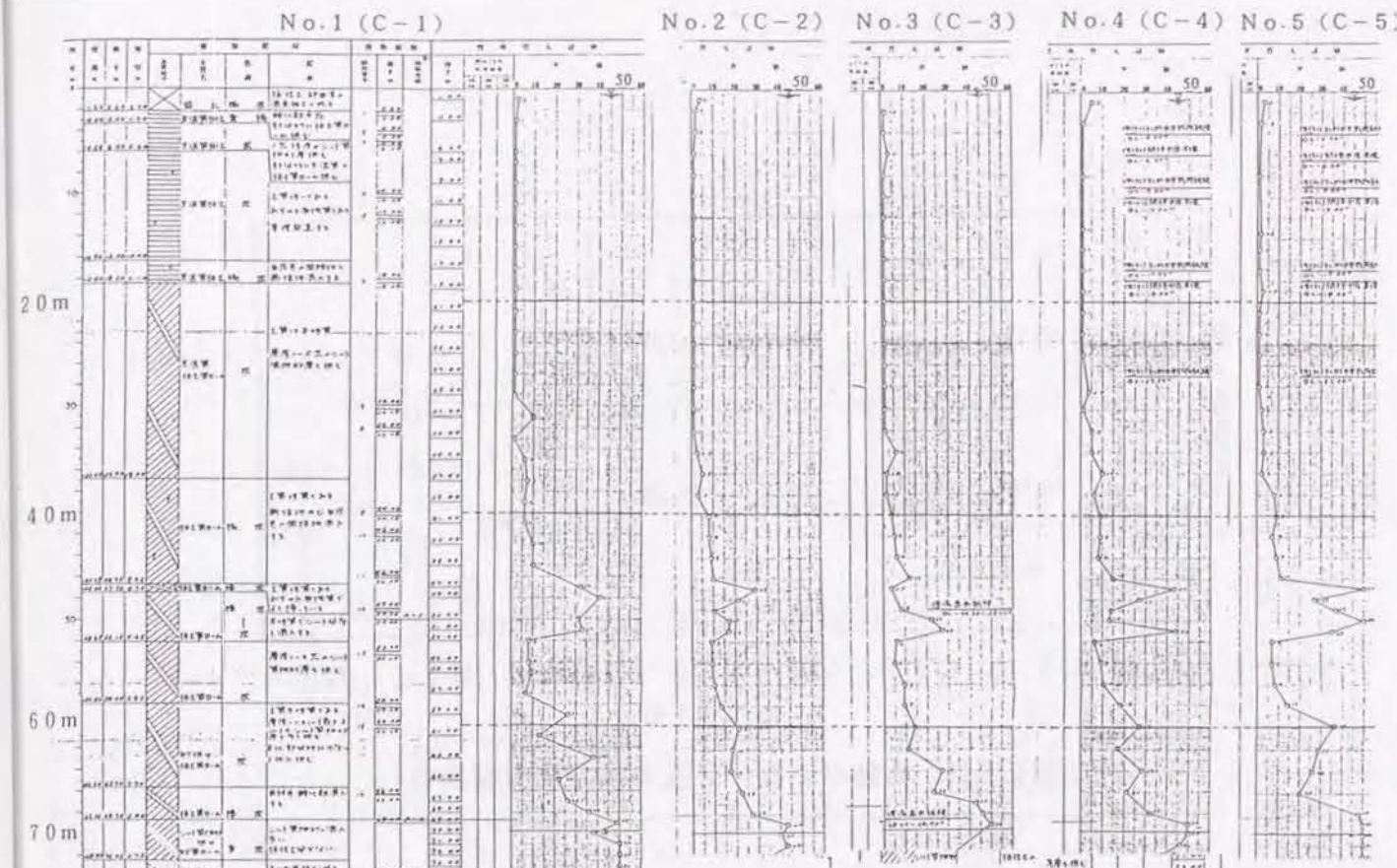


図6.6.2 国際貿易センタービルのサイトにおける土質柱状図

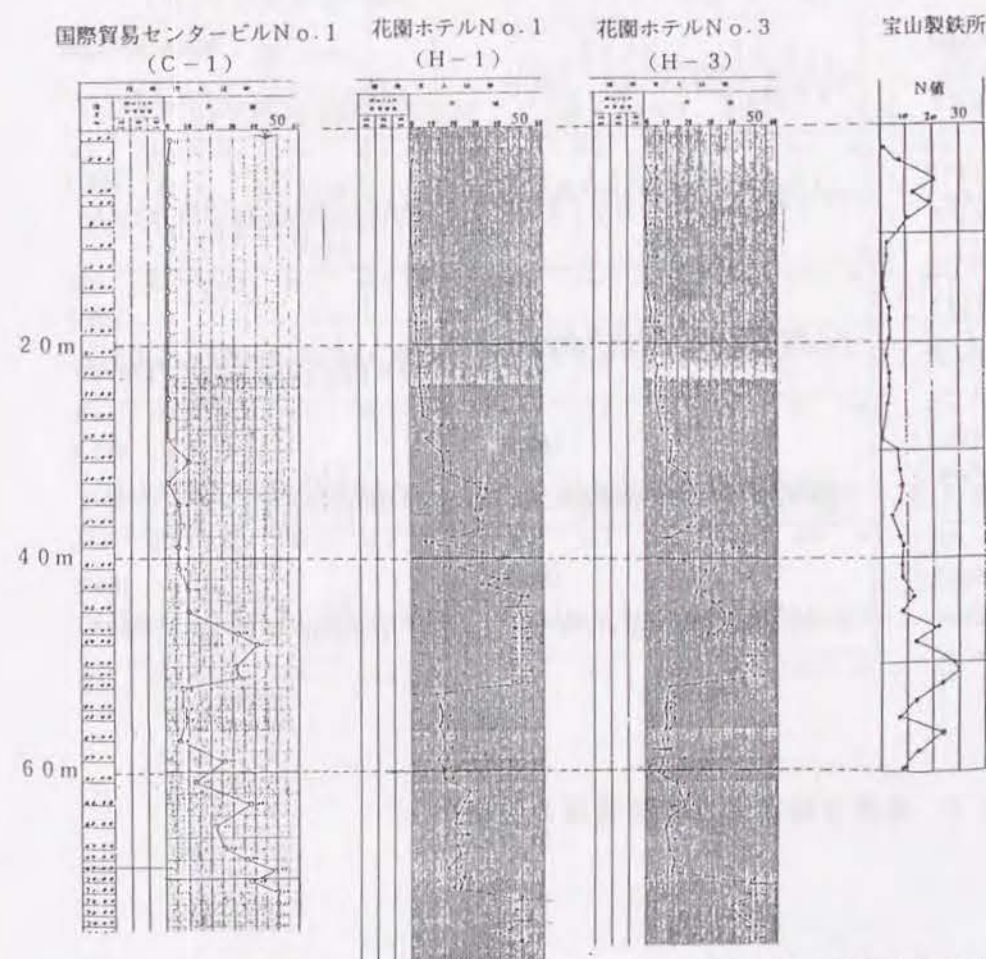


図6.6.3 国際貿易センタービル, 花園ホテル, 宝山製鉄所の柱状図の比較

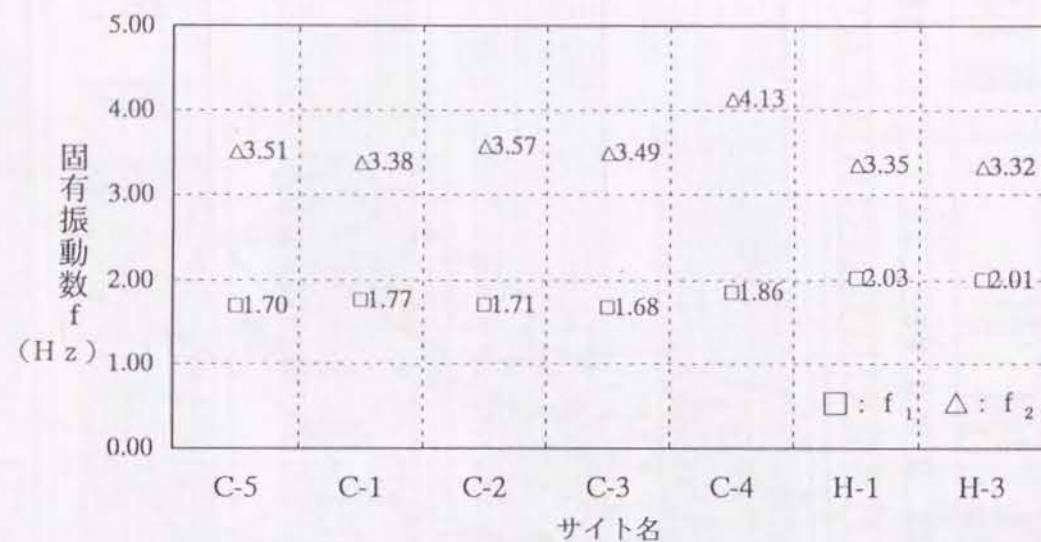


図6.6.4 地盤の1次・2次の推定固有振動数

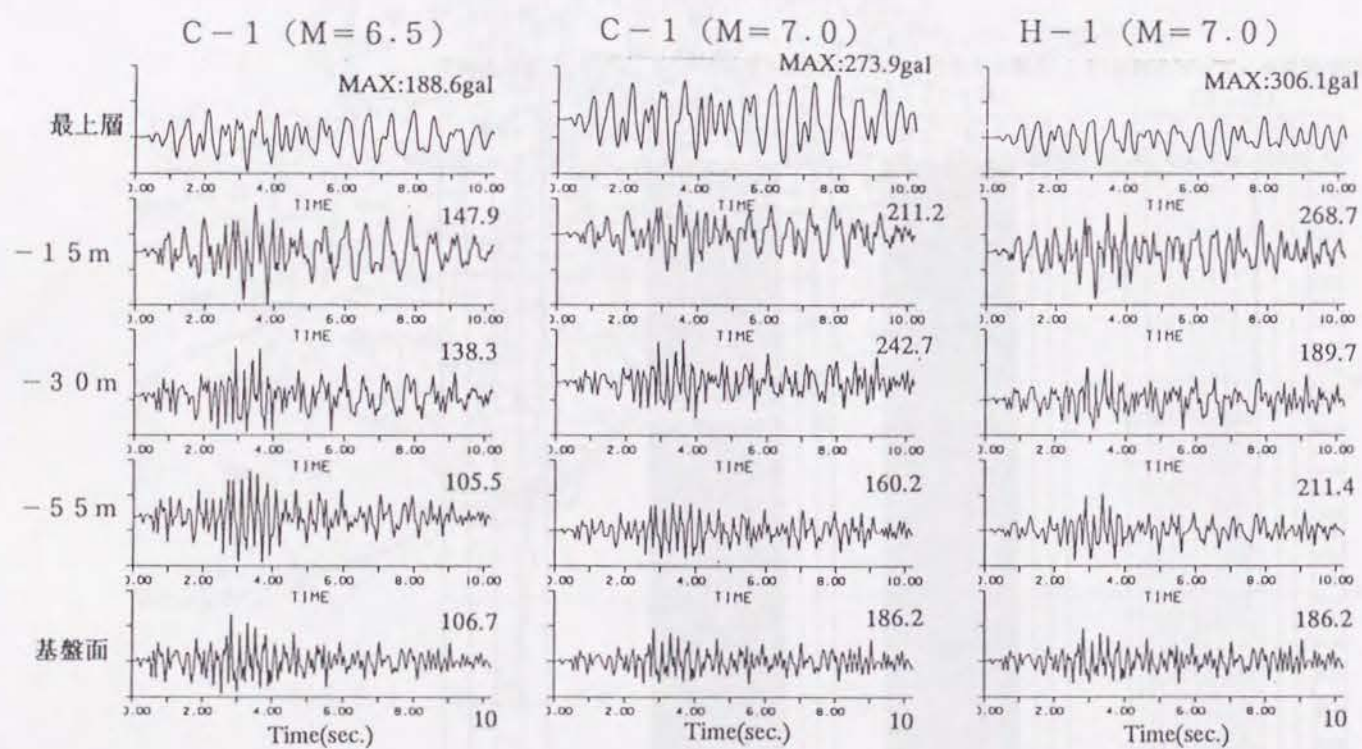


図6.6.5 地盤各層における加速度の時刻歴

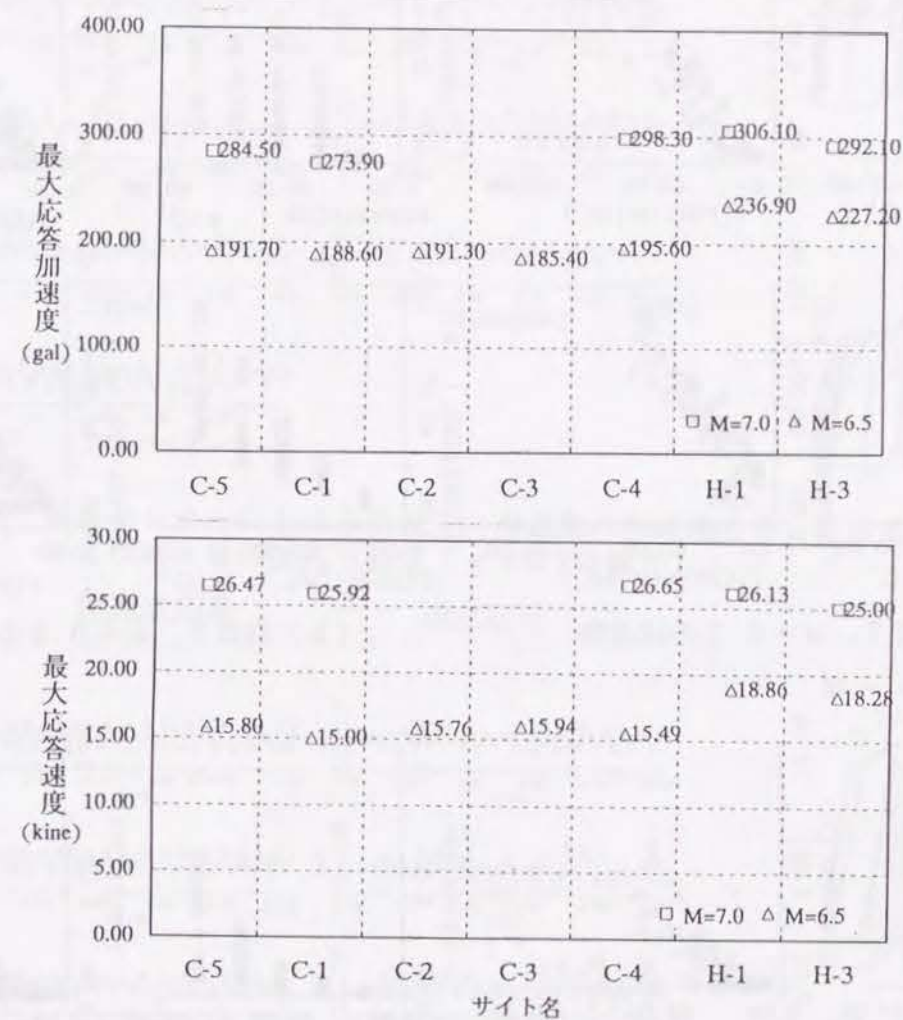


図6.6.6 各地点表層の最大加速度・最大速度

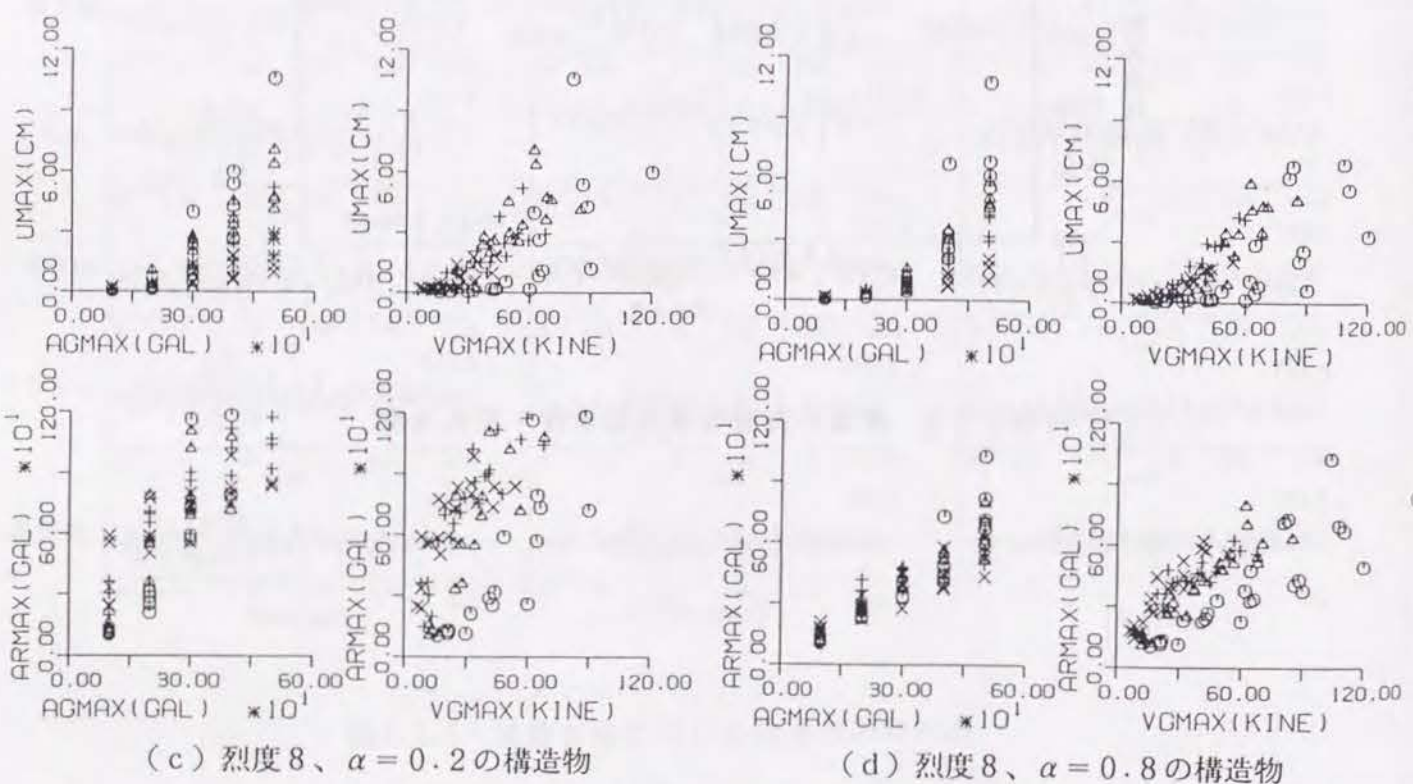
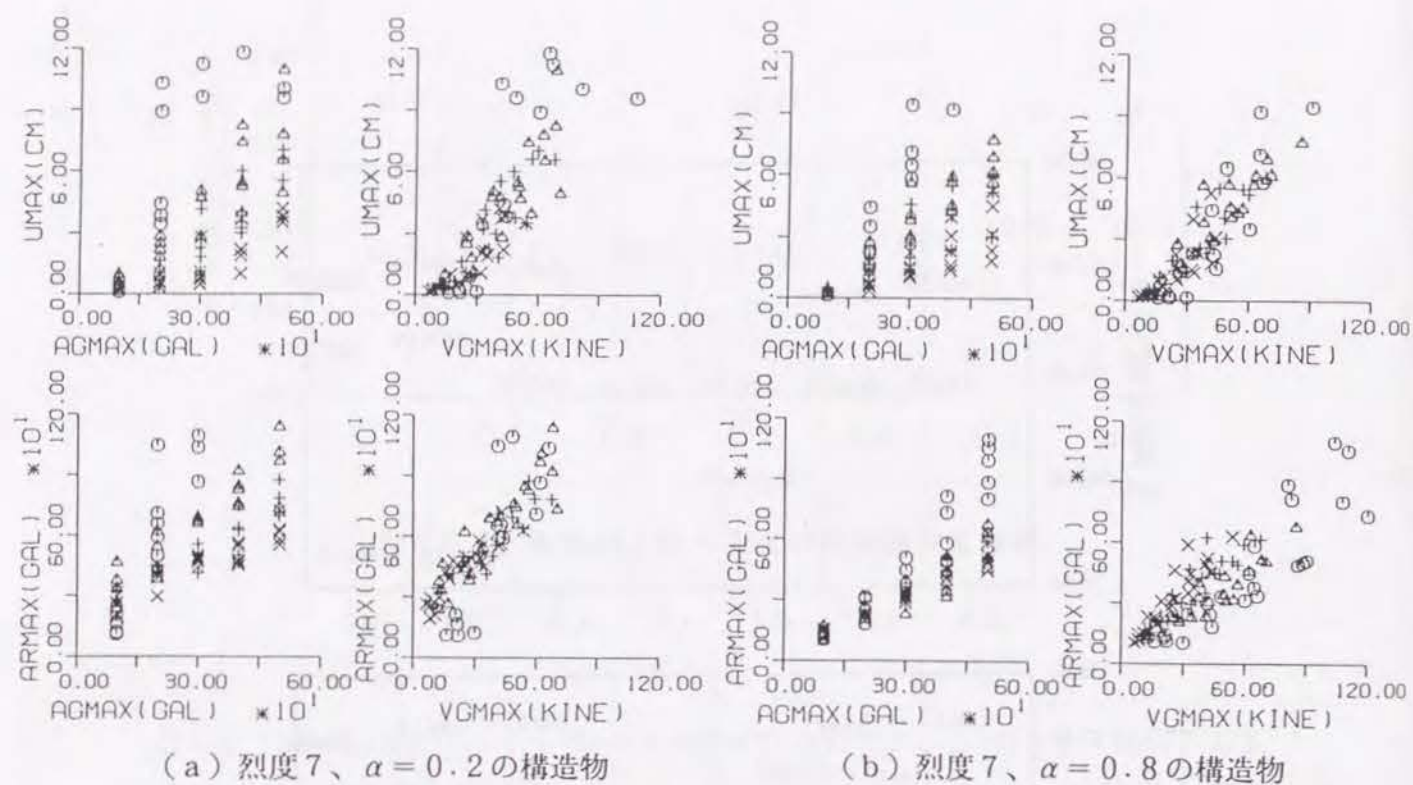


図6.6.7 入力波の最大値（最大加速度Agmax、最大速度Vgmax）と構造物の最大応答（最大応答加速度Armax、最大応答変位Umax）の関係
（入力波の卓越振動数 ○：1 Hz、△：2 Hz、+：3 Hz、×：4 Hz）

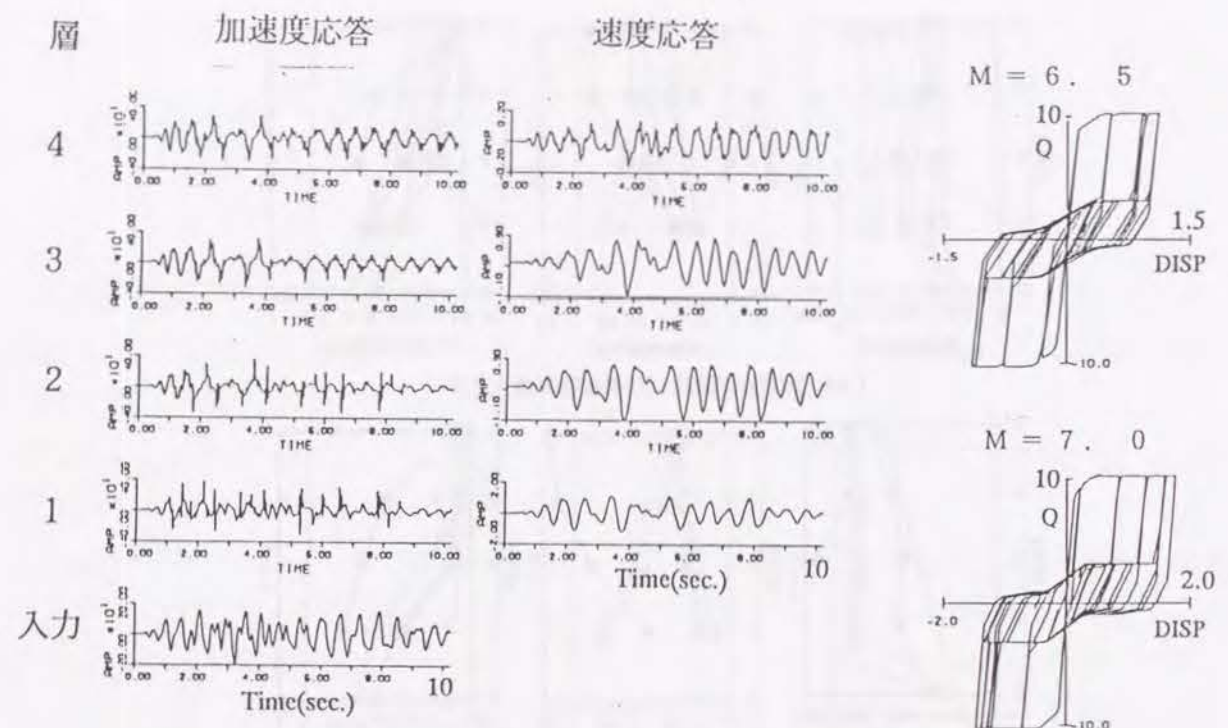


図6.6.8 貿易センターにおける烈度7の構造物の加速度応答、変位応答の時刻歴および第1層の復元力特性（ $\alpha = 0.2$ の場合）

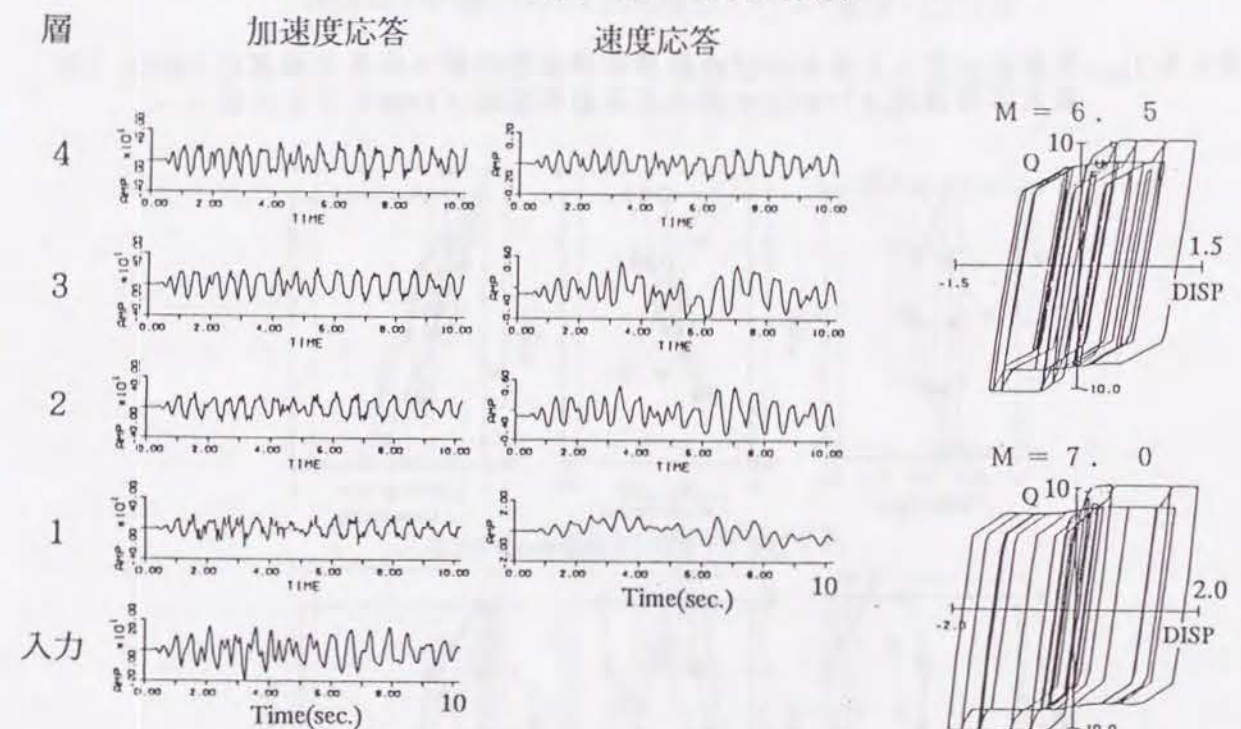
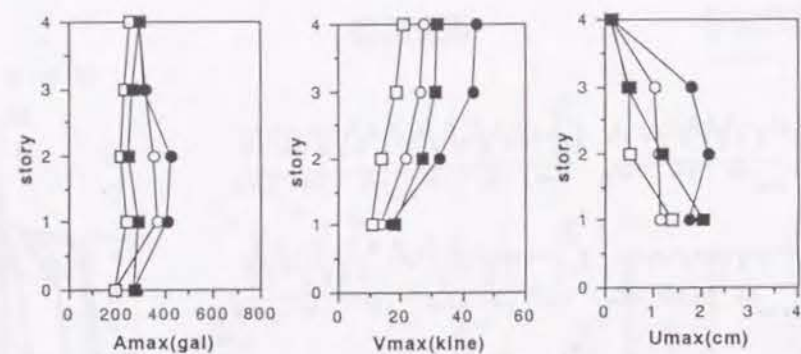
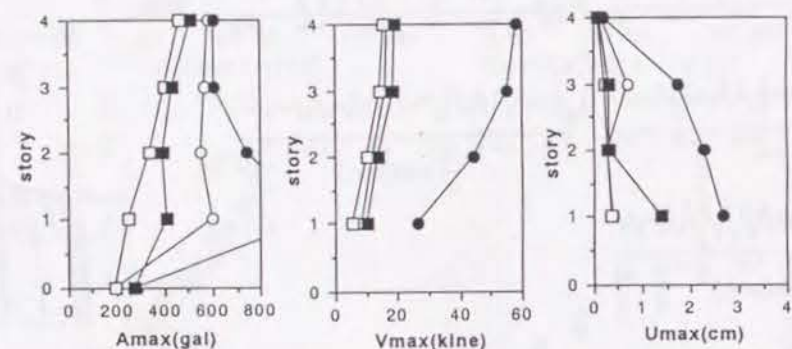


図6.6.9 貿易センターにおける烈度7の構造物の加速度応答、変位応答の時刻歴および第1層の復元力特性（ $\alpha = 0.8$ の場合）



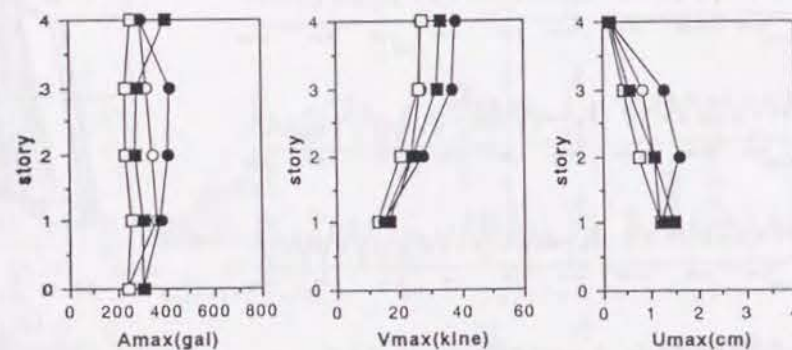
(a) 烈度7で設計した構造物の最大応答



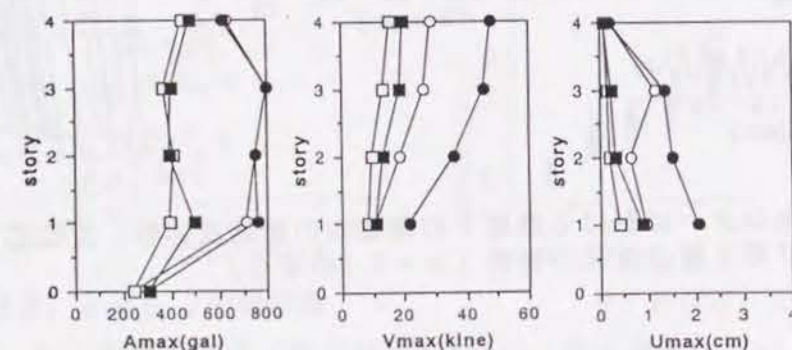
(b) 烈度8で設計した構造物の最大応答

(○:M=6.5, $\alpha=0.2$, □:M=6.5, $\alpha=0.8$, ●:M=7.0, $\alpha=0.2$, ■:M=7.0, $\alpha=0.8$)

図6.6.10 貿易センタービルにおける組積造構造物の最大応答加速度 (Amax) ・ 最大応答速度 (Vmax) ・ 最大応答層間変位 (Umax)



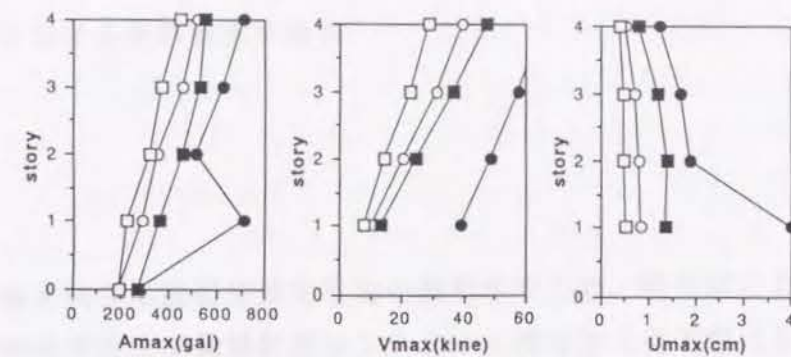
(a) 烈度7で設計した構造物の最大応答



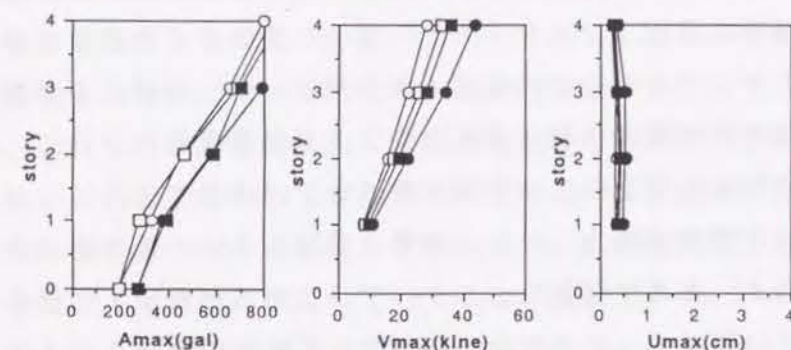
(b) 烈度8で設計した構造物の最大応答

(○:M=6.5, $\alpha=0.2$, □:M=6.5, $\alpha=0.8$, ●:M=7.0, $\alpha=0.2$, ■:M=7.0, $\alpha=0.8$)

図6.6.11 花園ホテルにおける組積造構造物の最大応答加速度 (Amax) ・ 最大応答速度 (Vmax) ・ 最大応答層間変位 (Umax)



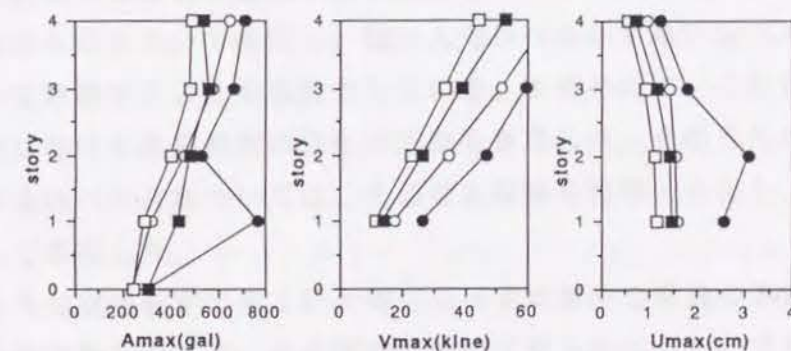
(a) C y = 0.5の構造物の最大応答



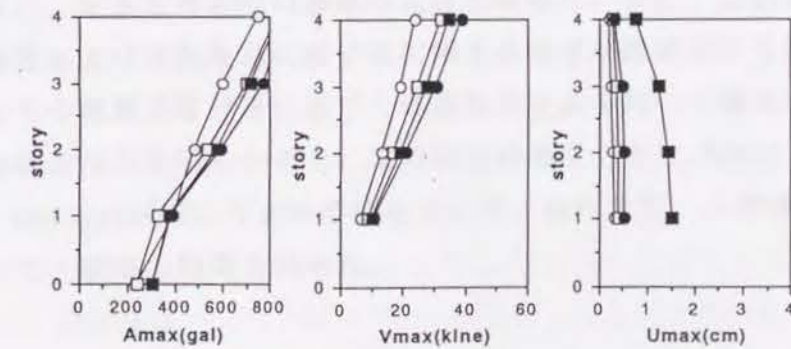
(b) C y = 1.0の構造物の最大応答

(○:M=6.5, $\alpha=0.5$, □:M=6.5, $\alpha=1.0$, ●:M=7.0, $\alpha=0.5$, ■:M=7.0, $\alpha=1.0$)

図6.6.12 貿易センタービルにおけるRC造構造物の最大応答加速度 (Amax) ・ 最大応答速度 (Vmax) ・ 最大応答層間変位 (Umax)



(a) C y = 0.5の構造物の最大応答



(b) C y = 1.0の構造物の最大応答

(○:M=6.5, $\alpha=0.5$, □:M=6.5, $\alpha=1.0$, ●:M=7.0, $\alpha=0.5$, ■:M=7.0, $\alpha=1.0$)

図6.6.13 花園ホテルにおけるRC造構造物の最大応答加速度 (Amax) ・ 最大応答速度 (Vmax) ・ 最大応答層間変位 (Umax)

7. 室内空間における地震被害の推定

7.1 概説

前章までに、構造物の地震被害推定手法を構築するため、都市域における建築物の中で多数を占める木造住宅および低層鉄筋コンクリート構造物（以下単にRC構造物と呼ぶ）を対象として動特性のモデル化を行い、既往の地震動シミュレーション手法を用いて、入力地震動・構造物の要因のうちの幾つかをパラメータとして地震応答解析を行い、その応答性状および被害発生の特徴について定性的・定量的な分析を行ってきた。

しかしながら、これらの成果を踏まえて都市建築物群の耐震対策や都市耐震計画を策定していくためには、これまで扱われてきた構造被害などの直接被害だけではなく、構造物の地震被害が都市の他要素へ与える影響を考慮しつつ、生活困窮度や経済的困窮度などの間接的な被害を定性的・定量的に推定していくことが重要である。そのためには構造物が破壊するかどうかという被害の評価だけでは不十分であり、より低いレベルの入力によって引き起こされる被害の様相をも明らかにしていくことが第一歩となる。言い替えれば、居住空間としての構造物の機能が地震によってどれだけ損なわれていくかを定性的・定量的に評価する必要がある。

本章では、これらの構造物の機能に関する被害を、これまでの構造的な被害の推定に用いた手法と同様のものを用いて推定し、低い入力レベルから高いレベルまでの被害を統一された場において評価することを目的としている。まず初めに、これまでの議論^{1)・2)}に基づいて居住空間における地震被害の発生の形態を整理した。そのうちの室内火災、人的被害の発生および室外への避難については、その発生形態を整理・分析し、Event Tree や Fault Treeとして表現した。

次に、このような室内被害の多くに影響を及ぼす地震時の家具の挙動、転倒危険性について、家具の転倒実験を行って、その特性について明らかにした。また、併せて家具の地震応答解析を行い、家具の地震時の挙動の追跡を試みた。また、これまでの研究成果より家具の転倒危険性および室内散乱に関する簡便な推定手法を構築した。

さらにこれまでの地震応答計算に基づく応答推定手法を用いて構造物などの直接被害および室内の散乱状況などを明らかにし、この推定結果をもとに、Event Tree Analysis(ETA)や Fault Tree analysis(FTA)などの手法を用いて、室内火災、人的被害の発生および室外への避難について、被害の推定を試みた。

7.2 室内空間における地震被害の発生形態

7.2.1 室内における被害発生の流れ

これまでに都市における地震被害波及に関する議論は度々行われ、その結果は文献¹⁾にまとめられている。ここではその内、建築構造物、特に居住空間における地震被害に関するものを抽出し、その被害の発生形態の概要を図7.2.1に示した。図の左には居住空間内にある種々の要素を示し、右にはそれらから発生する被害および被害の波及を示している。構造体自身や非構造部材の直接的な被害は一次的な人的被害につながると共に、復旧や修復を必要とし、これらが経済的な負担につながる。直接的な構造被害とは別に、非構造部材の破壊や家具などの転倒によって室内は散乱し、これによっても一次的な人的被害が発生する。さらには火災の発生や避難不可能な事態の発生の原因となることが考えられ、これによって二次的な人的被害が引き起こされる。これらの被害の流れも最終的には経済的な困窮につながっていく。一方、居住空間における日常生活の不便は、主に供給系のライフラインの機能が屋内・屋外の原因によって低下することによって引き起こされるものと考えられる。

7.2.2 室内における被害の発生形態

図7.2.2には室内における一次的な負傷の発生に関するEvent Tree(ET)を示す。宮城県沖地震における怪我の原因に関するアンケート調査の結果³⁾によれば、怪我のうちの60%が室内で発生しており、その原因の上位3つは、転倒した家具などの下敷になった、天井や棚の上からの落下物に当たった、室内で転んだ、であった。ここでは、上記の結果に基づき、構造物の倒壊した場合・転倒した家具の下敷となった場合・落下物やガラスに当たった場合に注目して、重い負傷・中程度の負傷・軽い負傷・負傷なしの4段階の程度毎に確率が求められるようにETを構成した。ここで、構造物の倒壊やガラスの飛散は主に構造物の変位応答に依存し、家具の転倒や棚上の物の落下は構造物の速度・加速度応答に依存する。また、点線で示した家具の重さ・落下物の危険度についてはパラメータとし、これにより負傷の程度を変化させた。

次に図7.2.3には室内からの避難の可能性を求めるETを示す。避難についてはいろいろなケースが考えられ、そのそれぞれについてETを作るのは非常に困難であるので、ここでは手始めとして、ある部屋から玄関のドアを通して屋外に出られる可能性について考慮した。また、避難時における人間の心理状態についてもここでは考慮していない。ETは、負傷を負ったか・開口部が開くか・室内は散乱しているか、を判定の項目として構成され、これにより避難不能・時間がかなりかかる・時間がややかかる・支障無しの4段階

の程度毎に割合が求められる。このうち、負傷の割合は図7.2.2のETより求められ、開口部の開閉は構造物の変位応答より、室内の散乱は構造物の速度・加速度応答よりそれぞれ求められる。点線で示したドアの破壊のしやすさ(RB)はパラメータとして扱った。

室内における火災の発生に関しては、Fault Tree Analysisを用いてその確率を求める。図7.2.4には室内火災の発生を頂上事象としたFault Tree(FT)を示す。室内火災の原因としては、火器などからの出火・薬品による出火・ガス爆発・電線などのショート等が挙げられるが、ここでは、これまでの地震火災の主な発生原因である、火器によるものと薬品によるものについて示している。また、火災発生の原因となる火器としてはストーブなどの暖房器具、台所のコンロ、ローソクやランプ等多くのものが挙げられるが、ストーブとコンロからの火災発生の率が非常に高いものと考えられる。ここで挙げた基本事象のうち、点線で示した転倒や落下に関する事象は、これまでも述べてきたように、既往の推定手法を用いてその確率を求めることが可能である。しかし、その他の事象についてはデータの乏しい現状では、その率を求めることは非常に困難であるので、ここではパラメータとして取扱うこととした。

これまでに分析を行ってきたように、室内の機能被害を推定するのに必要な事項のうちの多くが構造物の変位応答、あるいは加速度(速度)応答に依存している。これらは、これまでに構築してきた構造物の応答推定手法を用いて推定が可能である。この手法によって得られた構造物の最大変位応答(U_{max})及び最大加速度応答(A_{max})について、地震のマグニチュード(M)と構造物の強度(せん断耐力係数 C_y)をパラメータにとり、その応答量の変化一例を図7.2.5に示した。対象としたのは在来軸組工法による2階建て住宅(W-O-2)、枠組壁工法による2階建て住宅(W-WF-2)、旧基準による5階建てRC構造物(R-O-5)および新基準による5階建てRC構造物(R-N-5)である。入力はいずれのケースでも同じ条件とし、震央距離50kmの場合についてマグニチュードのみを変化させて模擬地震動を作成し用いた。建物の建つサイトは6.5.1項に示した軟らかい地盤(Site-L)、硬い地盤(Site-B)の2種である。

RC構造物では、最大変位はこれまでも示してきた様にマグニチュードが大きく、 C_y が小さい場合に2次曲線的に急激に大きくなる傾向を示す。一方、最大加速度については逆に C_y が大きい場合に大きくなる傾向を示しており、その傾向は、硬い地盤の場合、新しい構造物の場合において、より顕著である。木造住宅の最大応答については、 C_y の変化に対してそれほど敏感ではなく、複雑な応答性状を示すのに対し、最大加速度はRC構造物と同様に、 C_y の大きな場合に大きくなる傾向を示している。この様に、構造物の変位応答と加速度応答は、種々の条件のもとで、かなり異なった応答の性状を示すことが明らかである。特に加速度応答については、これまでに建物の構造的被害を評価するために用いてきた変位応答の特性とは異なり、硬い地盤上の強い建物において応答量が大きくなる特性を持つことには注意が必要であると考えられる。

構造物の機能被害はこれらの各々に関与するため、その影響の度合に依って被害の特性は複雑に変化するものと考えられる。後節で、これら機能被害の特性を明らかにするために、構造物の加速度・速度応答による室内の散乱状況の推定を試み、さらにはこれらの結果を用いて、一次的な負傷者の発生、室外への避難、室内火災の発生について概略的な推定を試みる。

7.3 家具の転倒に関する実験

7.3.1 家具の転倒現象の解明の必要性和現状

近年の地震（釧路沖地震、北海道東方沖地震、北海道南西沖地震など）では家具の転倒などの室内散乱により、負傷者の発生などの室内における2次被害が多く発生した⁴⁾。また、兵庫県南部地震においても、大きな家屋被害の陰に隠されているが、家具の転倒などによる負傷者が多く発生したことが伝えられている⁵⁾。有効な転倒防止対策をたて、これらの被害を軽減していくためには、家具の振動特性や転倒条件などを明らかにしていくことが必要となろう。

しかしながら現状では、家具の振動実験は限られた条件の下での実験例があるのみである⁶⁾。その実験も、家具単体に定常波を振動数を変えて入力し、転倒の有無を見るなどの単純なものが多い。また、家具の転倒防止対策についてはいろいろと提案されているが実証的な実験は乏しい。

そこで、本研究では、以下の諸点を目的として家具の転倒実験を行った。

- 1) 実際の条件に近い形で種々のパラメータを変えて家具の振動実験を行い、家具の振動特性を調べる。
- 2) 家具の転倒の有無だけでなく家具の応答量を計測し、これをもとに各実験条件の下での家具の振動の比較を行うと共に、振動解析との比較のための資料を得る。
- 3) 種々の転倒防止手法を同じ条件の下で実験を行い、その有効性を明らかにする。

本節では、振動台を用いて2種類の実験を行った。以下に、そのそれぞれについて、実験方法と結果について記す。

7.3.2 振動実験による家具の転倒状況と転倒防止対策の効果

1) 実験方法

図7.3.1に示すように、振動台上に壁を固定し、それに沿わせる形で家具を設置した。但し、実際の居室における家具設置の状況と合わせるため、壁脚部に押し板を付けており、家具は壁より2cm程度離れている。その後、図中に示した方向に振動を加え、家具の揺れ方、転倒の有無を目視で調べると共に、ビデオテープに収録した。

振動台への入力としては、EL CENTRO EW成分の波形を用いた。一般の居室の床レベルにおける振動の平均的な振動数を勘案して、入力波の卓越振動数が3Hzになるように時間軸を調整して用いた。また、入力の最大化速度は600gal, 800gal, 1000galの3種を設定した。

実験状況を写真7.1に示す。また、実験の内容を以下に記す。

a) 家具の種類による転倒状況の把握

種々の家具（本棚、食器棚、タンス、洋服タンス、テレビ）について、上記地震波形を入力し、振動の性状、転倒の有無を確認した。表7.3.1には主に用いた家具の寸法を示した。各種の家具の高さはほぼ同じであった。

b) 転倒防止方法の効果確認

以下に記す各種転倒防止方法について同じ条件で実験を行い、その効果を確認した。

- a) 突っ張り棒
- b) 下敷き安定板
- c) キルティング張り付け
- d) ボルト固定
- e) チェーン固定
 - e-1) 木ネジで固定
 - e-2) 釘で固定
 - e-3) 壁の弱い部分に固定
 - e-4) 家具の天板に固定
 - e-5) チェーンをたわませる

2) 実験結果

まず、卓越振動数3Hzの非定常波を、入力強度を600, 800, 1000galと変えて入力した実験について、家具の振動・転倒状況を記す。

・本棚

入力強度600galでは、かなりロッキングをしたものの転倒はしなかった。しかし、800gal以上になると大きくロッキングをしたのち、転倒した。本棚の中には通常程度に本を入れていたが、600gal程度でもロッキング振動により本は落下を始め、800gal以上で転倒した際には本は大きく散乱した。

・食器棚

本棚よりやや家具の厚みが厚い(35cm)。800galまではロッキングはするものの、転倒までは至らなかった。しかし、1000galの入力では、大きなロッキング振動の後、入力波の最後あたりで転倒に至った。転倒の際には、上下に分かれた上の部分がかなり遠くまで飛んでいった。

・2段タンス

食器棚よりもさらに厚みが厚い(44.5cm)。1000galまで転倒はしなかった。しかし、入力が1000galになるとロッキング振動は大きくなり、入力の大きな波で何度か転倒まで寸前の状態となった。家具の上段と下段はほぼ一体として振動していた。

・洋服ダンス

対象とした家具の中では一番厚みが厚い(60cm)。1000galまで転倒しなかった。ロッキング振動も小さくなく、転倒寸前の段階までも至らなかった。

・テレビ

通常の台の上に載せて実験した。800galの入力で上部のテレビのみ下へ落下した。次に、キャスター付きのテレビ台に載せて同様の実験を行ったが、1000galの入力まで転落しなかった。但し、振動している間、テレビ台は2～3mの範囲で移動を繰り返した。

以上の実験結果から得られた知見を以下に列記する。

・家具の転倒に関するこれまでの研究結果の通り、家具の転倒危険性は家具の厚さと高さの比に相関があった。入力地震動の振動特性にもよるが、今回の入力の場合、床の応答が800gal程度になると厚さの薄い、背の高い家具は転倒する危険性が生じる。一方、洋服ダンスほど厚さが厚くなると今回の入力の範囲では、ほとんど転倒の危険性は生じなかった。

・家具の応答の状況を見ると、大きくロッキングをした後にさらに応答が進み転倒するかあるいは応答が戻っていくかについては、入力に関する種々の要因が影響し、非常に微妙であるものと考えられる。今回の実験では、家具の転倒は応答がすんなり転倒限界を超えて生じるのではなく、転倒直前の状態で入力がどのような振動特性でどちらの方向に作用するかにより状況が変化する例が多く見られた。転倒の危険性を厳密に評価・推定する際には多くの困難が伴うことがわかる。

・家具の振動性状は、入力の特性、家具の寸法などに大きく影響されることは前述の通りであるが、それ以外にも壁の有無が大きく影響していることが明らかとなった。この実験の前にプレテストとして壁の無い場合についても加振を行ったが、壁の有無で応答の状況が大きく変わった。壁のある場合、ロッキング応答の速度が一番大きいところで壁に衝突するため、そのときの状況でその後の応答が大きく変化する例が多く見られた。特に壁の反発力(壁の剛性に相関を持つ)の程度により、壁の無い場合に比べ、応答が増大したり、

減少したりすることが明らかとなった。特に、壁の剛性が小さい場合は、家具が反発するより、振動のエネルギーを吸収され応答が小さくなる傾向が見られた。

・テレビの例でもわかるように、家具の転倒に関してキャスターの効果はかなり大きいものと考えられる。実際の被害でも、下にキャスターのついたテレビや冷蔵庫などが移動するのみで転倒しなかった例が多々見られる。しかし、振動中に部屋の中を移動することとなるため、これらの移動を制限する対策が必要であろう。

次に、種々の転倒防止方法の効果について以下に結果を記す。実験は、800galで転倒した本棚を用いて行った。

a)突っ張り棒

これは、家具の頂部と天井の間に棒状のものをたてて、突っ張る力によりロッキングを防ぐ方法である。効果はかなり見られ、1000galの入力に対しても転倒はしなかった。しかし、ある程度はロッキングをすることとなり、天井の剛性が弱い場合などは、棒がはずれたり、天井がこわれたりして効果が無くなる恐れがある。

b)下敷き安定板

これは、家具の最下部・前部に幅5cm程度の板を敷くことにより、家具を後ろの壁に向かって傾斜させることにより、ロッキング振動が起こりにくくするものである。これも、効果はかなりあり、1000gal入力でも転倒しなかった。また、ロッキングの程度も突っ張り棒よりは小さかった。ただし、この方法は物理的には何の固定もしていないので、当然ながらある限界を超えると転倒してしまうこととなる。

c)キルティング張り付け

これは、前述したように壁の剛性が応答に大きく影響するため、壁の剛性を小さくする試みとして、クッションがわりに壁にキルティングを張り付けて行ったものである。効果があり、1000gal入力でも転倒しなかった。簡便な方法としては、効果のある方法と言えよう。

d)ボルト固定

物理的に、最も強固に家具を固定する方法として、家具の頂部の左右にL型の金具を取り付け、それぞれ3mm径のボルトを1本ずつ用いて直接壁に固定した。1000galの入力に対してもロッキング振動はほとんどしなかった。しかし、通常の家庭では壁にボルトを固定することには困難が伴うこと、家具が完全に固定されてしまうため逆に中の収納物に直接加速度がかかり、家具からの散乱が増えてしまうことなどが弱点として挙げられる。

e)チェーン固定

最後に、物理的に固定する方法で最もポピュラーであるチェーンによる固定方法について、条件を変えて実験を行った。

・木ネジで固定した場合と釘で固定した場合

木ネジで固定した場合は、ある程度の本数を使って固定していれば、1000galの入力には十分に抵抗した。しかし、同じ本数の釘を用いた場合、転倒はしなかったものの、片方の固定部の釘が引き抜け、チェーンがはずれてしまった。

・壁の弱い部分に固定した場合

上記の実験はチェーンを壁の棧などの強い部分に固定したが、ベニヤ壁などに直接木ネジを使って固定した場合では、振動の最中に木ネジが抜け出してチェーンがはずれ、家具は転倒寸前となった。

・家具の天板に固定した場合

上記の実験ではチェーンの家具側は家具の側面に金具をつけて取り付けたが、家具の頂部の天板に取り付けた場合はやはり固定部が上に引き抜かれて、チェーンはゆるんでしまった。

・チェーンをたわませた場合

これまでの実験ではチェーンは張って用いていたが、ここではチェーンをある程度たわませて取り付けた。振動途中までは拘束のない振動をし、チェーンが張った段階で家具が壁の方へ引き戻される状態の繰り返しとなり、転倒は生じなかった。チェーンをきっちり取り付けた場合はボルトで固定した場合と同様、収納物が大きく散乱したが、ゆるませた場合は散乱は小さかった。

以上の結果から得られた知見を以下に記す。

・家具の転倒に関して、絶対的に安全な方法はボルトで固定する方法であろう。しかし、前述したとおり、固定するのに多くの困難を伴う。住宅建設のサイドと家具製作のサイドで共同して家具固定の統一されたシステムを作っていくことができれば、この問題も解決されよう。また、この様に完全に固定する方法を採った場合は、固定しない場合よりも収納物の落下・散乱が大きくなる傾向が見られるので、併せて散乱防止の対策を採ることがより安全な室内空間を生むこととなろう。

・チェーンで固定する方法はボルトで固定する方法よりは簡便で採用しやすい方法である。今回の実験でも転倒防止効果は確認された。しかし、ボルト固定に比べ接合部が多く、貧弱になる恐れがあるため、チェーン固定の際には固定の仕方には十分に注意を払う必要がある。

・突っ張り棒や下敷安定板などを用いる方法は、設置するのが非常に用意で簡便な方法であり、早急に対策を採るためには有効な方法であろう。今回の実験の範囲では転倒に対する効果はかなり認められた。しかし、物理的に固定されていないため、今回以上の地震の際には転倒する恐れもあり、その点には常に注意を払っておく必要がある。

7.3.3 種々の条件下における家具の振動性状

1) 実験方法

実験は前項の実験と同様のセットアップで行った。

a) 入力

EL CENTRO EW成分を用い、波の卓越振動数(F_p)が2、3、4 Hzとなるように時間軸を調整して入力した。図7.3.2には卓越振動数を2 Hz、3 Hzとした場合の入力地震動の振幅フーリエスペクトルを示す。また、それぞれの実験条件に関して最大加速度を徐々に上げて入力し、振動性状・転倒の有無の変化を調べた。

b) 実験結果の記録

図7.3.1に示した場所に加速度計を設置し、振動台の水平加速度および家具の3カ所の加速度を計測した。

c) 実験パラメータ

実験には以下に示す4種のパラメータを用いた。

- ・家具：本棚、2段タンス、洋服タンス
- ・壁：有り・無し
- ・床：振動台そのままの場合、毛足の短いカーペットを敷いた場合
- ・入力：1方向（家具の厚み方向）、2方向（厚み方向＋直交方向）

上記パラメータの組み合わせを表7.3.2に記す。このそれぞれの組み合わせについて、卓越振動数の異なる3種の波を最大加速度を変化させつつ入力した。

2) 実験結果

a) 入力加速度と応答加速度の時刻歴

図7.3.3には、本棚と2段タンスについて、応答が一番大きかった卓越振動数の入力の場合の結果を示す。各図中、壁の有る・なしの場合に関して、入力レベルの小さい場合と大きい場合の結果を示している。また、同じ条件の3つの時刻歴の内、一番上が入力の加速度（振動台加速度）、2段目が家具の頂部の加速度を示している。また、3段目は、頂部の加速度波形を積分することによって求めた家具頂部の変位(cm)を表している。

図7.3.3(a)と(b)は本棚・壁無しの場合の応答を示す。応答レベルの小さい場合(a)は頂部の加速度はきれいな正弦的な波形を示し、それを積分した変位波形も同様の傾向を示す。剛体の振動の固有振動数は回転角により変化し、応答量によって共振が生じたり生じなかったりするため、入力振動数に応じて応答が成長・減少している様子が見て取れる。応答レベルが大きくなると、家具のロッキングが顕著になると共に、家具の脚部が床と衝突し、頂部の加速度は特徴的な形を示す。これを積分した変位波形は周期の長い、振幅の大きな波形を示し、家具がゆっくりとした周期でロッキングしていることがわかる。

一方、同図(c)、(d)は壁がある場合の応答を示すが、応答レベルの小さい場合から、家具が壁に衝突することによるパルス的な振動が頂部の加速度に見られる。家具の変位は片側は壁があるためほぼ0（実際には少し離しているため約2cm）となるはずであるが、常に衝突が起こる不規則な振動なので積分による変位はやや不安定になり、2cmを越すところも見られる。しかし、実際の目視による振動性状と比べると、ロッキングの起こり方およびその大きさを良く表しているものと考えられる。壁のない場合はほぼ正しい変位波形が得られており、加速度記録から2階積分によって変位を求めるこの手法は応答量の把握に関してかなり精度が高く、有用な手法であるといえよう。

図7.3.3の(e)から(g)は同様に2段タンスの応答を示したものである。ほぼ、本棚と同じ傾向を示しているが、寸法が異なるため、卓越する振動数はかなり違うものとなっている。また、応答の小さい場合でも上段と下段の家具が衝突するため、やや衝撃的な応答が発生している。

b)家具の卓越振動数

表7.3.3には各パラメータの組み合わせによる実験結果（加速度波形）より家具のロッキング振動の振動数を求めて示した。回転量によって卓越する振動数が変化するため、ここでは、各ケースの内、回転が一番小さかった場合と一番大きかった場合の振動数を示した。また、カッコ内には最大変位と、それをその家具の転倒限界変位で割った値を示している。

本棚では、壁がない場合1.7Hz程度から転倒直前で0.45Hzの範囲となっているが、壁があると、それぞれ2.3Hzから1.0Hzと高くなっている。2段タンスと洋服タンスでも同様の傾向が見られる。また、本棚、2段タンス、洋服タンスの順に家具の厚さが厚くなるが、それに応じて、ロッキングの振動数は高くなる傾向を示している。

この様にロッキングの振動数は家具の寸法、壁の有無により大きく変化する。また、応答量（回転量）の大小にも影響されるので、地震波のような非定常な入力に対して応答の増幅の程度を推定することは非常に難しいものと考えられる。

c)1方向入力時の入力最大加速度と家具頂部の応答変位の関係

入力最大加速度と家具頂部の応答変位の関係を、本棚に関して図7.3.4、2段タンスに関して図7.3.5、洋服ダンスに関して図7.3.6にそれぞれ示す。結果は図中の○印で示している。各図の左が壁無しの場合、右が壁有りの場合を、また、実線はカーペットを敷いた場合、点線は敷かなかった場合を示す。また、上段が入力の卓越振動数が4Hzの場合、中段、下段はそれぞれ3Hz, 2Hzの場合を示す。

また、図中△印で表したものは2方向入力を行った場合の結果である。図の横軸は家具の厚み方向の入力最大加速度、印の横の数字が直交する方向の最大加速度を示している。

この図より得られる知見を以下にまとめて記す。

1)床材の差

カーペット敷きと鋼板の床で、家具の応答に顕著な差は見られなかった。実験に用いたカーペットは毛足が短く薄かったため、反発力および摩擦力に大きな差がなかったものと考えられる。

2)すべり

図には示していないが、1方向入力時では、床そのままの場合においても、家具のすべりはほとんど見られなかった。ただし、洋服タンスに関しては、入力が800galを越えると若干のすべりが発生し、すべり量は最大で2.5cmであった。

3)入力の卓越振動数の影響（壁のない場合）

- ・本棚では振動数が低くなるほど応答が増大する。2Hzでは400galで転倒したのに対し、4Hzでは転倒しなかった。
- ・2段タンスでは2Hzで最も早く600galで転倒したが、3Hzでもほぼ同じレベルで転倒が発生した。
- ・洋服タンスでは3つの場合ともほぼ応答は同レベルで、転倒は生じなかった。

これらの結果より、家具の応答は卓越振動数に大きく影響されること、共振周波数のようなものが存在すること、基本的には幅の薄いものの方が低い振動数で応答が増大するが応答レベルによって共振周波数も変化するため複雑な関係となること、などが明らかとなった。

4)壁の影響

- ・本棚では3、4Hzで壁のある方が応答が増大し、4Hzでも転倒が発生した。一方、2Hzでは壁の無い方が早く転倒した。
- ・2段タンスでは2、3Hzで壁のある方が応答が減少しているのに対し、4Hzでは

1000gal付近から応答が増大している。

・洋服タンスでは壁の有無で応答に余り変化はないが、3.5Hzでは壁のある場合転倒が発生した。

壁の有無が家具の転倒・応答に及ぼす影響は一概には言えない。これは、共振周波数が変化すること、壁からの反発量が家具の大きさや壁の剛性などによって変化することなどが理由として挙げられる。壁がより柔らかければ応答はより小さくなる可能性もある。

5) 2方向入力の影響

すべての場合において、直行(Y)方向の入力の加速度がX方向の加速度の70-80%を越えると応答が増大する傾向を示した。この傾向は本棚よりも2段タンスの方で顕著だった。本棚では、壁のない場合、2方向入力の影響により家具が「歩く」現象が生じ、最大では50cm程度の移動量となった。

7.4 家具の地震応答解析

7.4.1 応答解析の手法

ここでは、図7.4.1に示すように家具を矩形の剛体と仮定し、地震応答解析を行う。家具はロッキングとスリップを考慮した2自由度系に置換する。モデル化の方法については、既往の研究⁷⁻⁹⁾を参照しつつ、以下に示すように構築した。

1) 運動方程式

運動方程式は以下の通りとなる。

$$X_s = -X_o - \text{sgn}(X_s) \cdot \rho \cdot (g + y_o) \quad (7.1)$$

$$\theta = r / (i^2 + r^2) \cdot \{ (X_s + X_o) \cos(\theta_o - \theta) - \text{sgn}(\theta) \cdot (g + y_o) \sin(\theta_o - \theta) \} \quad (7.2)$$

ここで、 X_s :スリップによる家具の水平変位、 X_o :床の水平加速度、 θ :家具のロッキング回転角、 g :重力加速度、 ρ :床と家具の間の動摩擦係数、 y_o :家具重心の鉛直変位、 r 及び θ_o :家具の寸法に関する係数(図7.4.1参照)、 i^2 :家具の回転半径、である。

2) 運動開始の条件

すべり運動の開始は以下の式で判定する。

$$X_o > \rho \cdot (g + y_o) \quad (7.3)$$

また、ロッキング振動の開始は以下の式で判定する。

$$X_o > g \cdot B / H \quad (7.4)$$

ここで、 B 、 H はそれぞれ家具の厚さと高さである。

3) 衝突による速度の変化

家具と床の衝突し、回転中心が代わるとき、衝突前と後で角運動量が保存され则认为ると、衝突後の角速度 θ' は、以下の式で示される。

$$\theta' = (i^2 + r^2 \cos(2 \cdot \theta_o)) / (i^2 + r^2) \times \theta \quad (7.5)$$

4) 応答解析

1)から3)で定式化したモデルを用いて応答解析を行った。入力としては非定常波の例として1940 EL CENTRO NS, UDおよび1952 TAFT EW, UDの波形を用いた。また、入力の最大加速度を100galから1000galまで100gal刻みに変化させて入力した。時間刻みは0.01sec、数値積分法としては線形加速度法を用いた。

解析に用いたパラメータとしては、上記入力地震動の強度の他に、家具の寸法(厚さを25cm、40cm、60cmの3種、高さは180cmで一定)、動摩擦係数(0.2、0.4、0.6、無限大(スリップ無し)の4種)、上下動の有無を考慮した。

7.4.2 家具の応答特性

図7.4.2にEL CENTRO波を入力した場合の応答結果を横軸に入力の最大加速度をとって示す。図の上段は厚さ25cmの家具の結果、中段・下段はそれぞれ40cm、60cmの結果を示し、各図中の○、△、+、×は動摩擦係数の違いによる応答結果を示す。また、一番左の列はスリップによる最大水平変位 X_s 、2番目はロッキングによる最大回転角を転倒限界回転角で割った値 R 、3番目は家具基部の最大加速度 A_b 、一番右は家具の頂部の最大加速度 A_t それぞれ示している。

1) 家具の違いによる比較

厚みの薄い家具ではロッキングが起こりやすく、入力が300gal程度になると転倒（Rが1を越える）場合が生じる。厚さ60cmの場合、ロッキング応答はかなり小さくなり、転倒する場合はほとんどなくなる。スリップによる水平変位は家具の厚みでは差が生じなかった。また、最大加速度についてもあまり差異は見られなかった。

2) 動まさつ係数の違いによる比較

動まさつ係数の違いによって、スリップの生じる入力加速度のレベルは変わるものの、スリップが生じた後のスリップ量に大きな差は無かった。ロッキングについては、厚さの薄いものではスリップに関係なく転倒しているが、厚いものでは、動まさつ係数が小さい場合の方がロッキングが小さくなる傾向を示した。特に、摩擦が無限大の場合（スリップが生じない場合）とそれ以外の場合では応答量に大きな差が生じ、スリップすることにより転倒する可能性が低くなることが示されている。

基部の最大加速度は摩がきれると低減され、その後はほぼ一定の値をとる。頂部の加速度には摩擦係数の影響は見られない。

3) 地震動の違い

1)、2)の観点については、地震波形が違っても同様の傾向を示した。

4) 上下動の影響

図7.4.3には、EL CENTROの結果のうち、スリップ量 X_s とロッキング量 R について、上下動がある場合と無い場合の比較を示した。スリップ、ロッキングともに顕著な上下動の影響は見られなかった。しかしながら、上下動がある場合、入力強度が比較的小さい場合に急激に応答が大きくなるケースが見られる。水平動と上下動の組み合わせによっては、応答が増大するケースがあることが見て取れる。

7.4.3 釧路沖地震による家具の応答の推定

7.4.1項で示した手法を用いて、1993年釧路沖地震の際の家具の転倒状況の推定を試みる。入力としては、6.4.3項で推定した釧路市域の各点での表層地震動を用いた。また、橋南から昭和にかけて（サイト1-11）と春採から武佐にかけて（サイト12-19）の地点を対象として解析を行った。

1) 各地点の地表面における家具の応答

図7.4.4には各地点の表層地震動を入力した結果を示す。これは、近似的には建物の1

階の部屋における家具の応答に相当する。水平軸は地点を表している。また、左がスリップ、中がロッキング、右が家具重心での最大加速度をそれぞれ示し、上段は厚さ40cm、下段は厚さ60cmの家具の応答を示す。○△×はそれぞれ動まさつ係数が0.2, 0.4, 0.6の場合を示す。

ロッキング応答を見ると、厚さ40cmの家具では武佐、緑ヶ岡、橋南で大きくなり、中には、動まさつ係数が大きい場合は転倒する地点も存在する。愛国などの北部の沖積地ではほとんどロッキングは生じていない。一方、60cmの家具は全般的にロッキングは小さく、転倒に至る地点は全くなかった。

スリップ変位を見ると、まさつ係数が小さい場合、春採、武佐、橋南あたりで発生している。しかし、摩擦係数がある程度以上になるとスリップ量は急激に小さくなる。家具の厚さではあまり変化しない。

家具にかかる最大加速度を見ると、厚い家具で大きく、橋南や武佐で特に大きな値となった。これらの地域では家具からの収納物の落下が起こりやすかったものと考えられる。

2) 建物最上階での家具の応答

図7.4.5および図7.4.6には新耐震基準によるRC造5階建ておよび在来構法の木造2階建ての最上階での家具の応答を図7.4.4と同様に示す。入力波としては、6.4.3項で推定した各種構造物の最上階のフロアの応答波形を用いた。

RC造では一般に地表面に比べるとロッキング振動は小さくなり、スリップ応答が大きくなる傾向を示す。これは、RC造のフロアの卓越振動数が地表面よりは高くなり、ロッキングの卓越振動数からはずれ、一方で、振動数が高くなりすべり量が増大したものと考えられる。

木造建物では、ロッキング量は地表面よりはやや増大する傾向にあり、転倒する可能性がより高くなっている。特に、地表ではほとんどロッキングが起こらなかった愛国でも2階では応答が急激に増大している。

この様に、家具の応答に影響する要素は多く、その多くは被災地では詳細には調べることは不可能である。そのため、これらの結果を室内被害に関する調査結果と比較することは難しいが、上に記した家具の応答の傾向は、定性的には調査による各地域の被害の特性と一致している。室内における家具の転倒およびそれに続く室内散乱の推定のために、多くの事例について解析を行い、パラメータを整理していくことが必要となろう。

7.5 家具の転倒・室内散乱の推定

7.2節でも述べたように、家具の転倒や収納物の落下による室内の散乱は、負傷者の発生、室内火災の発生の原因となったり、室外への避難を困難にする。ここでは、地震時における室内の散乱率の推定を試みる。

7.5.1 家具の転倒率・収納物の落下率の評価

地震時における家具の応答は7.3、7.4節にも示したように非常に多くの要因が影響を及ぼし複雑な性状を示す。そのため家具の転倒に関しては厳密に評価していくことは現状では非常に難しい。将来的には7.3節の実験や7.4節の応答解析などの結果を集積して詳細な家具転倒の評価方法を構築していくこととして、ここではこれまでに一般的に用いられてきた家具転倒の判定条件を用いて、地震時における家具の転倒率、およびそれに伴う収納物の散乱率を推定することとする。

これまでに行われてきた家具の正弦波入力実験の結果では、地震時におけるフロアの加速度、速度に依存すると言われている^{9, 10)}。ここでは、これに基づきフロアの最大加速度・最大速度を用いて定式化する。

加速度に関しては、家具の端が浮き上がる時の重心でのモーメントの釣合より、以下のように加速度の下限値を示す尺度 a_0 が求められる。

$$a_0 = (B/H) \times g \quad (7.6)$$

ここに、 B 、 H ：家具の奥行きと高さ、 g ：重力加速度である。速度に関しては、家具の重心が鉛直線を越えるとき（重心が元に戻らずさらに回転してしまう場合）のエネルギーの釣合より、以下のように速度の下限値を示す尺度 v_0 が求められる。

$$v_0 = 0.4 \sqrt{\frac{2g}{\gamma} (\gamma^2 + i^2) \frac{1 - \cos \alpha}{\cos^2 \alpha}} \quad (7.7)$$

ここに、 r ：家具の重心から回転端までの距離、 i ：家具の回転半径、 α ：家具の回転角度を示す。

ここでは、家具の転倒率を、この値を下限値とする正規分布で仮定しする。変動係数は0.1と仮定し、 a_0 、 v_0 を平均から標準偏差の3倍を引いた値とすれば、正規分布の平均と標準偏差が求められ、これより得られる分布曲線は家具の転倒率を表すこととなる。

表7.5.1には標準的な家庭や事務室に存在する家具について、その標準寸法と、それより求められた a_0 、 v_0 および正規分布の平均値 μ_a 、 μ_v を示している。また、図7.5.1にはこれらの家具について上記の方法で求めた転倒率を示す。上段が加速度の尺度、下段が速度の尺度より求めたもので、図中の数字は表7.5.1の家具の番号を示している。本棚な

どの細長いものは150gal、20kine程度の入力で転倒を始めるのに対し、テーブルなどはほぼ転倒しないことがわかる。家具が転倒し始めるのは、気象庁震度階ではV（加速度80～250gal）、修正メルカリ震度階ではⅧ（加速度94～202gal）に相当するが、図7.5.1によれば細い本棚、食器棚、ロッカーなど転倒しやすい家具の転倒範囲とほぼ一致しており、上記の方法による家具の転倒率の評価はほぼ妥当であるものと考えられる。

しかしながら、既往の振動台実験などでは、速度の尺度の方が家具の転倒を良く表現しているという結果が得られている¹⁰⁾。よって、ここでは速度による評価を主、加速度による評価を従として、8：2の割合で重み付け平均をとって家具の転倒率とした。また、加速度による評価は家具の端が浮き上がり始める状態、すなわち家具がロッキングをし始め、それに伴い収納物が落下を始める状態を示すものと考えられる。そこで、ここでは加速度の尺度を用いた正規分布を収納物の落下率を表すものとした。図7.5.2には、在来軸組工法2階建て木造住宅（W-O-2）、枠組壁工法2階建て木造住宅（W-WF-2）および旧基準による5階建てRC構造物（R-O-5）について、既往の応答推定手法によって得られたフロアレスポンス（入力地震動の震央距離50kmの場合）を用いて上記の手法により求めた家具の転倒率（図中中央の線）、収納物の落下率（左側の線）を示す。木造住宅では、細長い家具はマグニチュード6程度より散乱・転倒が始まるのに対し、RC造ではかなり低い入力レベルから散乱・転倒が始まることがわかる。また、同じ構造物でも地盤の状況（B：硬い地盤、L：軟らかい地盤）によってかなり散乱・転倒の程度が異なる。

7.5.2 室内の散乱率の評価

室内の散乱面積は前項で求めた家具の転倒率に転倒によって占められる面積を掛け合わせたものと、収納物の落下率に落下物の散乱する面積を掛け合わせたものの和で得られる。転倒によって占められる面積は家具の高さ×幅とし、落下物の散乱する面積は、家具が転倒していない場合と転倒した場合の2通りに分け、それぞれ家具から放射状に散乱するものとして面積を仮定した。得られた散乱面積を室内の可住面積（部屋面積から家具などによって占められる面積を差し引いたもの）で割ることによって散乱率を定義する。図7.5.3は硬い地盤上、軟らかい地盤上にある在来軸組工法2階建て木造住宅（W-O-2）と旧基準による5階建てRC構造物（R-O-5）内の8畳の居間に細い本棚とタンスがある場合の、震央距離50kmで地震が発生した時の室内の散乱面積と散乱率を求めた一例である。木造住宅ではせん断耐力係数 C_y が大きい方が散乱面積、散乱率共に大きくなる傾向を示すのに対し、RC造構造物ではその逆の傾向が見られる。また、一般にRC造の方がマグニチュードの小さい場合より散乱が引き起こされることが読み取れる。

7.5.3 釧路沖地震による家具の転倒・室内散乱分布の推定と検証

これまでに構築してきた推定手法を用いて、1993年釧路沖地震による各地点の家具の転倒・室内散乱の程度を推定し、実際の被害と比較する。

6.4.3項で行った釧路沖地震の構造的被害の分布の推定と同様の条件で推定を行う。また、推定に必要な各地点の建物のフロアの加速度・速度は6.4.3項の推定結果を用いた。以下に、推定結果について記す。

図7.5.4、7.5.5には木造住宅およびRC造建物の室内における散乱率(Rs)の分布を3つの測線について示した。ただし、ここでは対象とする部屋は各解析ケースのすべてについて同じものとし、8畳間にタンスと厚みの薄い本棚が1つずつある場合を想定している。そのため、散乱率の絶対値については必ずしも意味のあるものではなく、ここではその相対的な分布特性に注目する。上段、下段はそれぞれcase1、case2の各建物の最上階における散乱率を示している。また、図中の点線は1階フロアでの散乱率(各建物共通)を表している。

散乱率の算定にはフロアの最大加速度・速度が関与するが、1階フロアでの散乱率を見ると、ほぼ表層地震動の最大加速度・速度分布と相似の形状を持っているのがわかる。case1については、木造住家の最上階における散乱率の地域分布は複雑な性状を示し、Cyの大小や建物の新旧による散乱率の変化は一概には言えない。また、必ずしも1階フロアの散乱率よりも大きいとはいえず、その関係は地域や構造物の種類により変化する。しかしながら、構造被害の小さかった沖積地(7~10、22~25)ではCyが0.4の場合の方が0.2の場合より、また旧基準による住家の方が新基準のものより散乱率は大きくなる傾向を示している。一方、構造被害の大きかった橋南、春採では新基準のものがやや大きくなる傾向を示した。このように、散乱率は各フロアの応答加速度や応答速度に大きく依存するため、構造物と入力(表層)地震動相互の周波数特性の関係により、大きく変化するものと考えられる。

3.3.2項で示した実際の散乱率(図3.3.10、3.3.11)と推定結果を比較すると、他地区に比べて散乱率が小さくなるのは、推定では1階、最上階とも鉄北、鳥取、大楽毛(7~10、22~25)などであり、これは実際の散乱率とも傾向が一致している。また、春採(西)や橋南(北、南)(1、2、18)では散乱率は比較的大きかったが、推定でもその傾向は示しており、散乱率のおおまかな分布性状は追うことができているものと考えられる。しかし、春採(北、南)(12~17)では実際の被害はそれほどではなかったにもかかわらず、推定値は大きな値を示したことなど、各地区における微妙な散乱状況の変化については十分に表現し得ているとはいいがたい。推定結果は構造物のパラメータ(耐力や建物の新旧など)に大きく依存しているため、より詳細に解析結果と実際の被害を比較していくためには、十

分な被害データを収集し、これらを建物パラメータ毎に整理して行く必要がある。

RC造建物については5階建ての最上階では、春採や橋南地区で散乱は非常に大きくなる傾向を示している。また、沖積地においても5階建ての最上階では地区に係わらずかなりの散乱が発生することが読み取れる。

基盤動の卓越振動数が2Hz程度になると(case2)、1階の散乱率(+印)は鉄北地区(8、9、10)を除く他の地点では0.8以上を示し、case1に較べると非常に大きな値を示している。構造物の最上階の散乱率は全般的には1階よりも小さくなる傾向を示し、case1と較べると、沖積低地ではほぼ同程度、洪積台地ではより大きな値となっている。特に、木造住宅の新しいものやRC造の5階建てでは、散乱率は洪積台地上ではほぼ1となり激しい散乱が発生することが予想される。

以上のように、実際の被害分布との比較により、本解析によって構造被害・室内散乱の分布特性のおおよそを定性的に追うことができたものと考えられる。特に沖積層の卓越した地域ではかなりの精度で推定することが可能であった。このことは、被害の分布特性は本解析で扱っているように、各地点の表層地盤の特性(表層厚および表層の柔らかさなど、言い替えれば表層地盤の周波数特性と増幅特性)および構造物のパラメータ(耐力や建物の新旧、階数など)を考慮することによって表現できることを示すものと考えられる。しかしながら、洪積台地上での地域では地盤変状による被害が含まれていたため、上記の推定法で実際の被害の傾向をすべて評価することには無理がある。今後、被害データを地盤変状によるものと振動によるものに分けて整理し、地盤変状による被害にはそれに応じた推定手法を適用していく必要がある。

7.6 室内における2次被害の推定

7.6.1 構造物の変形による被害の推定

負傷率、避難可能性を求めるためには図7.2.2や7.2.3で示したように構造物の破壊、開口部やガラス窓の破壊など、変形による被害を求めておく必要がある。

a) 構造躯体の被害

構造体の被害についてはこれまでに開発してきた手法によって求めることができる。被害の判定については、これまで行ってきた通り、RC造の壁部分は大破する規準として層間変形角で $5.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、フレーム部分は $7.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、木造住宅の場合は全壊する規準として層間変位で10cmを平均とする正規分布の形状を持った被害関数を定め、シミュレーション解析の結果と併せて被害率を算定する。図7.6.1の左図には新旧の5階建てRC構造

物（R-O-5，R-N-5）について震央距離50kmの地震が発生した場合の被害率と地震の規模との関係を示す。古い建物では壁部分はマグニチュード7、フレーム部分は7.3程度から破壊を始めるのに対し、新しい建物では壁部分でも7.7程度までは大破しないことが読み取れる。

b) ガラス窓の被害

ガラス窓については、文献¹⁰⁾を参照して、以下の式でガラス窓の許容変形角を求めた。

$$\frac{\Delta}{h} = F \cdot \frac{2c}{h} \left(1 + \frac{h}{w} \cdot \frac{d}{c} \right) \quad (7.8)$$

ここで、 Δ/h ：許容変形角、 w, h ：ガラスの見附寸法（幅、高さ）、 c, d ：ガラスのエッジとサッシとの間のクリアランスである。また、 F はガラスのはめ込み材による係数で0（硬化したパテ）～1（軟らかいシーラント）の間で変化する。ここでは、(7.8)式で求めた許容変形角を平均値とし、変動係数を0.1とした正規分布を考え、これを被害評価関数として用いることとした。応答計算によって各層の最大層間変形角が求められるが、これまでの研究成果ではガラス窓部分の層間変形はほとんど窓に集中することが明らかとなっているので、この最大層間変形と上記被害関数とにより被害率を求める。図7.6.1の中央には $F=0.1$ の場合と0.9の場合について求めた被害率を示した。パテが硬い場合はマグニチュード6程度から被害が現れるのに対し、パテが軟らかいとマグニチュード7から7.7程度まで被害が起こらない。また、全般的に硬い地盤上での被害の方が大きくなる傾向を示しており、注意を要する。

c) ドアの被害

ドアの被害についても同様に以下の式によって許容変形角を求めた。

$$\theta = a/W \quad (7.9)$$

ここで、 a はドア上のクリアランス（通常は3mmから6mm）、 W はドアの幅を表す。ここでは、(7.9)式で求めた許容変形角を平均値とし、変動係数を0.1とした正規分布を考え、これを被害評価関数として用いることとした。ただし、これまでの研究により、周囲の壁が破壊し始めると、ドアの水平変位は層間変位の1.3～2.0倍になることが確認されているので、変形の程度に応じて層間変位に1.3から2.0をかけてドアの変位を算出し、これにより被害を求めることとした。図7.6.1右にはクリアランスが3mmの場合のドア（鋼製ドアの様な隙間の小さいドア）の被害率を示す。古い建物ではマグニチュード6.7程度、新しいものでは7.3程度から被害が発生し始める。

7.6.2 負傷率の推定

図7.2.2のEvent Treeに従って、これまでに求めた散乱率や被害率を用いて負傷率の推定を行った。図7.6.2には震央距離50kmの地震発生時の木造住宅（在来軸組工法：W-O-2、枠組壁工法：W-WF-2）における負傷率を負傷レベルに分けて示した。ただし、対象とした部屋は細い本棚とタンスのある8畳間とした。重い負傷を負う率は構造物の強度 C_y が小さく、また、地震のマグニチュードが大きくなる程急激に高くなる。一方、中・軽度の負傷は、強度が大きな構造物においても比較的小さなレベルの入力で発生している。また、在来軸組工法に比べて枠組壁工法による住宅では重い負傷は発生しにくい、中・軽度の負傷はかなり発生することが明らかである。さらには、中・軽度の負傷は硬い地盤でもかなり発生していることも読み取れる。

図7.6.3には同様に5階建てRC構造物（旧基準によるもの：R-O-5、新基準によるもの：R-N-5）における負傷率を示した。基本的な傾向は木造住宅の場合と同様であるが、全般的に負傷率は高くなっている。特に、低レベルの負傷はかなり小さな入力レベルより発生していることが明らかである。

7.6.3 避難可能性の推定

ここでは、戸外への避難の可能性を、ある特定の部屋から戸外へ直接避難できる確率として定義し、図7.2.3で示したEvent Treeを用いて算出した。図7.6.4には震央距離50kmの地震が発生した場合の、新・旧の5階建てRC構造物の5階の部屋（8畳間）からの避難可能性を示した。各図の左は家具が転倒しやすい場合（表7.5.1中の家具2と4）、右は転倒しにくい場合（家具3、5）の結果を、また、各図上段の図は玄関のドアの隙間は小さいが壊し易い場合、中段は隙間が大きく壊し易い場合、下段は隙間が小さくかつ壊し難い場合の結果をそれぞれ示す。古い建物では、マグニチュード6.5程度から避難できないケースが生じているが、新しい建物では避難不能の確率はかなり低く、マグニチュード7.5程度まではやや時間がかかる程度である。また、ドアの隙間が小さい場合、大きい場合に比べてマグニチュードの大きな領域で避難の時間は急激にかかるようになる。加えて、ドアが壊せない場合には避難できない可能性が非常に高くなってくることが読み取れる。

7.6.4 室内火災の発生率の推定

室内火災発生率の確率を図7.2.4に示したFault Treeに基づいて算出した。ただし、室内

火災の原因の大部分が火器からの出火であるので、ここでは簡単のために火器（ストーブおよびコンロ）からの出火に限定した。基本事象のうち、器具の転倒、室内の散乱、天井の落下などは前項の手法を用いて算出できる。算出の条件は以下の通りである。

- ・対象とした火器は、食器だなとキャビネットがある6畳の台所にあるコンロ（Hで表す）、および標準の本棚とタンスがある8畳の居間にあるストーブ（S）とする。
- ・時刻は火災発生率が一番高い冬場の夕刻とし、その時点での火器の使用率は既往の調査を参照して、コンロ90%、ストーブ55%とする。

しかしながら、火器の周りに可燃物が存在する率Pkやストーブの耐震自動消火装置、転倒自動消火装置の装備率Psなどは、その値を設定することは非常に困難であるので、ここではパラメータとして扱い、考えられる範囲で変化させた。

図7.6.5に上記の条件のもとで算出した震央距離50kmの地震によるやや硬い地盤上での室内火災の発生率を示す。上図は在来軸組工法による2階建て木造住宅における出火率、下図は旧基準による5階建てRC構造物における出火率を表している。また、各図の横の列はストーブの耐震自動消火装置、転倒自動消火装置の装備率Psを変化させた場合、縦の列は火器の周りに可燃物が存在する率Pkを変化させた場合を示し、図中のSはストーブ、Hはコンロからの出火を示し、Tは全出火率を示している。

木造住宅の場合、マグニチュード6.5程度から出火の可能性が生まれるのに対し、RC構造物ではマグニチュード5.5程度から可能性は生じており、出火の確率は木造住宅よりも高くなる傾向を示している。本解析の地震・地盤条件を用いて筆者らの手法を用いて家屋倒壊率を求め、関東地震の際の出火率と家屋全壊率との関係より経験的に求められた河角式によって出火率を推定すると、マグニチュード7までは出火率0%、マグニチュード7.2で4%、マグニチュード7.5で15%となり、全般的に本手法による出火率は入力の小さいレベルで過大評価をする傾向にあると考えられる。自動消火装置装備率Psを0から1.0まで変化させた場合、ストーブからの出火率は急激に減少し、Ps=1.0では当然ながら0となる。一方、可燃物が存在する率Pkを0.1から0.5まで変化させると、木造住宅ではストーブからの出火率は大きく変化するのに対し、コンロからの出火はあまり変化しない。しかし、RC構造物では、コンロからの出火も大きく変化している。このようにパラメータの変化によって出火率は大きく変動するため、実際の出火率を精度良く推定することは現状では困難である。しかし、より多くのデータを集めれば評価に必要な諸変数の精度も向上し、さらに感度解析などを用いれば本手法の精度自体も改善されて行くものと考えられる。

7.7 まとめ

室内空間における地震被害は単に構造物の被害という尺度だけでは評価できず、室内空間の持つ生活機能の面からも生活困窮度や経済的困窮度などの指標を用いて評価していくことが重要である。本研究ではその第一歩として、居住空間としての構造物の機能が地震によってどれだけ損なわれていくかを、低い入力レベルから高いレベルまで統一された手法・統一された尺度を用いて評価することを試みた。本研究によって得られた成果を以下に列記する。

7.2節では、居住空間における地震被害の発生形態を整理し、そのうちの室内火災、人的被害の発生および室外への避難についてEvent TreeやFault Treeを構築し、その発生形態を明らかにした。

7.3節では室内被害の程度に大きな影響を及ぼす家具の転倒に関して、振動実験を行い、家具の振動の特性、転倒防止対策の効果などについて検討を行った。その結果、種々の転倒防止対策の効果と特徴が明らかとなった。また、家具の応答性状には壁の有無・入力の卓越振動数や方向などが非常に大きく影響することが明らかとなった。

7.4節では家具の転倒に関してパラメトリックな地震応答解析を行い、種々の条件の下での家具の応答性状について分析を行った。家具の寸法の違いや動まさつ係数の違いにより、応答量が変わることが明らかとなった。また、釧路沖地震による家具の応答性状を推定し、実際の被害状況と比較した。

7.5節では、家具の転倒および室内の散乱の推定手法を地震応答解析によるフロアの最大応答を基準に構築した。また、この手法を用いて釧路沖地震の際の室内被害の分布例と比較し、定性的な推定の上では、推定手法が妥当であることが確かめられた。

最後に、7.6節では上記室内散乱推定手法をベースに、Event Tree Analysisの手法を用いて室内における負傷者の発生などの2次災害について推定を行った。その結果、これらの機能被害は、構造的な被害の場合とは異なった複雑な性状を示すことが明らかとなった。特に、構造的な被害は小さいと考えられる条件下でも、中程度の機能的被害はかなりの割合で発生し得ることが示された。

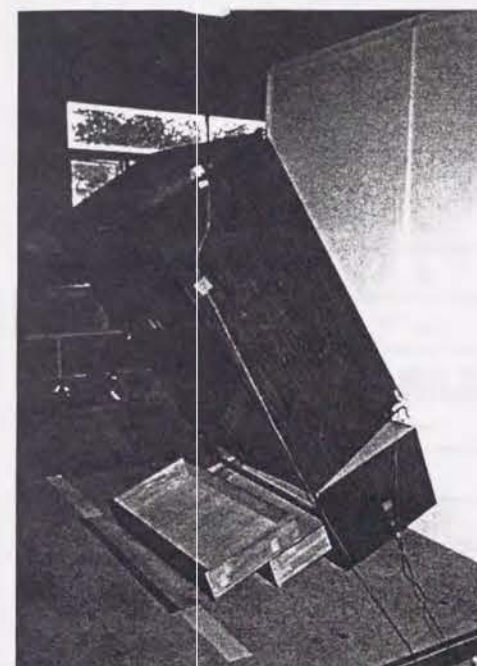
今後は、実証的なデータを蓄積することによって、より精度の高い推定を行うと共に、居住空間の持つ機能を生活困窮度や経済的困窮度などの指標を用いて評価していくことが必要となろう。

第7章 参考文献

- 1) 亀田弘行・岩井哲・北原昭男・能島暢呂：都市耐震のための研究領域の分析，土木学会関西支部都市防災シンポジウム講演集，1987，pp. 207-216.
- 2) 亀田弘行・岩井 哲・北原昭男・能島暢呂：都市震害のシステム分析序論，京大防災研年報，第31号B-2，1988，pp. 67-91.
- 3) 仙台市消防局・東北工業大学工学部佐賀研究室編：宮城県沖地震－市民の対応と教訓，全国加除法令出版，1980.
- 4) 村上ひとみ・坂井 忍・村上公一・高井伸雄：1993年釧路沖地震の人間行動調査－負傷者の発生と病院の対応－，日本建築学会北海道支部研究報告集，1993. 3
- 5) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震災害調査報告書、1995. 3
- 6) 石山祐二：Criteria for Overturning of Bodies by Earthquake Excitations、日本建築学会論文報告集、第317号、1982. 7.
- 7) 望月利男・小林計代：単体の運動から地震加速度を推定するための研究、日本建築学会論文報告集、第248号、1976. 10、pp. 63-70.
- 8) 梅村 魁・滝沢春男：非定常入力による転倒振動の解析、日本建築学会学術講演梗概集、1970. 9、pp. 379-380.
- 9) 志賀敏男・渋谷純一ら：建築物の機能障害、1978年宮城県沖地震による被害の総合的調査研究（自然災害特別研究(1)報告書：研究代表者 佐武正雄）、1979. 3、pp. 133-138.
- 10) 日本建築学会：非構造部材の耐震設計指針・同解説および耐震設計・施工要領，1985.



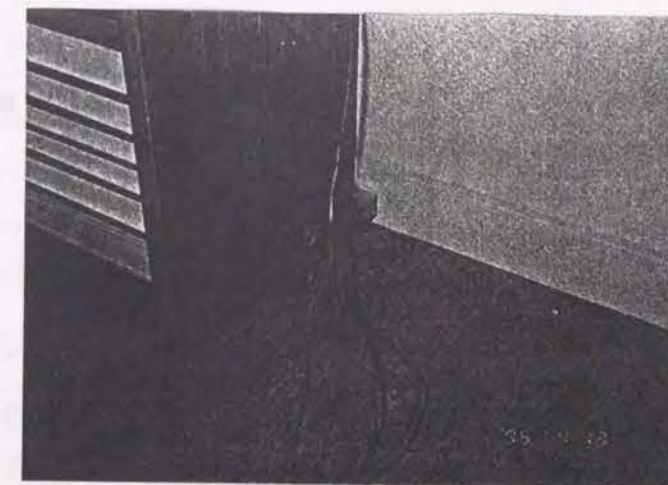
a) 実験状況（本棚）



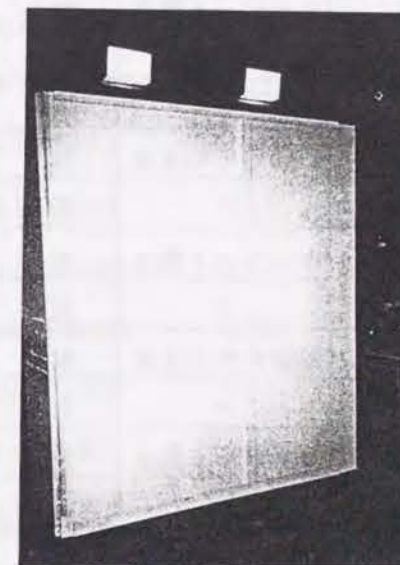
e) 洋服タンスの転倒



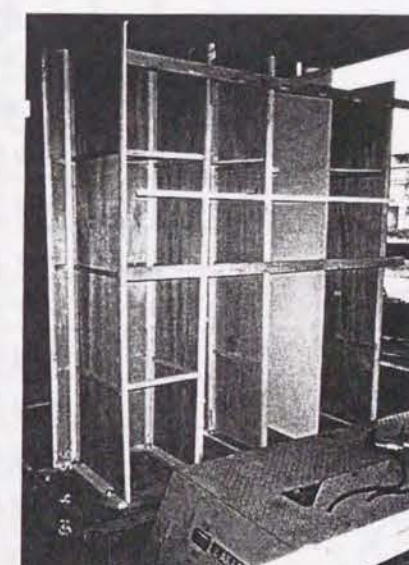
f) 2段タンスの転倒



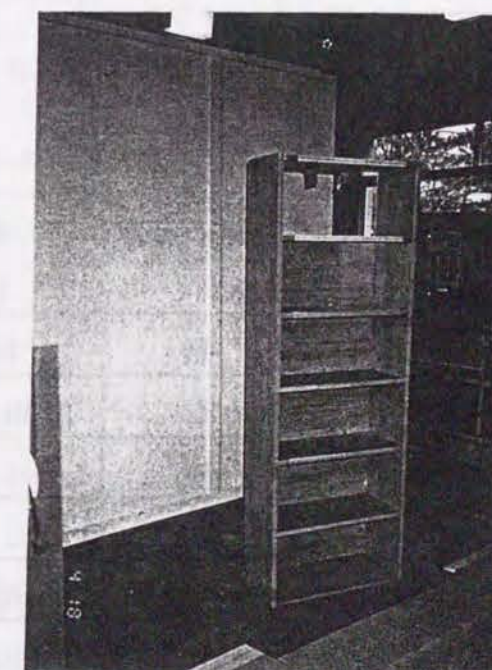
b) 加速度計の設置



c) 実験に用いた壁



d) 壁の裏側



g) 2方向入力時の本棚の移動

写真7.3.1 実験状況

表7.3.1 用いた家具の寸法

家具	幅	高さ	奥行き
本棚	62.7	179.0	29.0
2段タンス	118.0	177.5	44.5
洋服タンス	100.0	177.5	60.0

表7.3.2 実験パラメータの組み合わせ

実験No.	家具の種類	床	壁の有無	入力波
1	本棚	振動台そのまま	無し	EL CENTRO EW
2	本棚	"	有り	"
3	本棚	カーペット敷き	無し	"
4	本棚	"	有り	"
5	本棚	"	有り	TAFT EW
6	タンス	振動台そのまま	無し	EL CENTRO EW
7	タンス	"	有り	"
8	タンス	カーペット敷き	無し	"
9	タンス	"	有り	"
10	洋服タンス	振動台そのまま	無し	"
11	洋服タンス	"	有り	"
12	洋服タンス	カーペット敷き	無し	"
13	洋服タンス	"	有り	"
14	本棚	振動台そのまま	無し	* 2方向入力
15	本棚	"	有り	"
16	タンス	"	無し	"
17	タンス	"	有り	"

* : X方向-EL CENTRO EW成分、Y方向-EL CENTREO NS成分

表7.3.3 家具のロッキング振動の卓越振動数

家具	壁の有無	卓越振動数 (回転・小)	卓越振動数 (回転・大)
本棚	無し	1.7Hz (2cm:0.07)	0.45Hz (28cm:0.98)
"	有り	2.3Hz (1.5cm:0.05)	1.0-1.6Hz (20cm:0.69)
2段タンス	無し	1.3-1.7Hz (7cm:0.16)	0.6Hz (30cm:0.67)
"	有り	2.5, 3.3Hz (3cm:0.07)	1.2-1.8Hz (20cm:0.45)
洋服タンス	無し	1.6Hz (7cm:0.12)	0.6-1.3Hz (15cm:0.34)
"	有り	3.9Hz (2.4cm:0.04)	1.5-2.0Hz (12cm:0.27)

・ ()内の数字は最大変位およびその転倒限界変位に対する比を示す

表7.5.1 家具の標準寸法と転倒加速度・速度の尺度

No.	家具名	B×H×W (cm)	A _o (gal)	V _o (kine)	μA (gal)	μV (kine)
1	テーブル	70x70x120	980	84.0	1225	105.0
2	本棚 (細)	25x180x90	140	18.6	175	23.3
3	本棚 (太)	40x180x90	220	30.0	275	37.5
4	たんす (細)	45x180x90	245	33.5	306	41.9
5	たんす (太)	60x180x90	330	44.7	413	55.9
6	食器だな	45x210x180	210	31.1	263	38.9
7	ロッカー	40x180x60	220	29.8	275	37.3
8	キャビネット	38x150x60	248	31.0	310	38.8
9	ストーブ	50x38x33	630	48.0	788	60.0

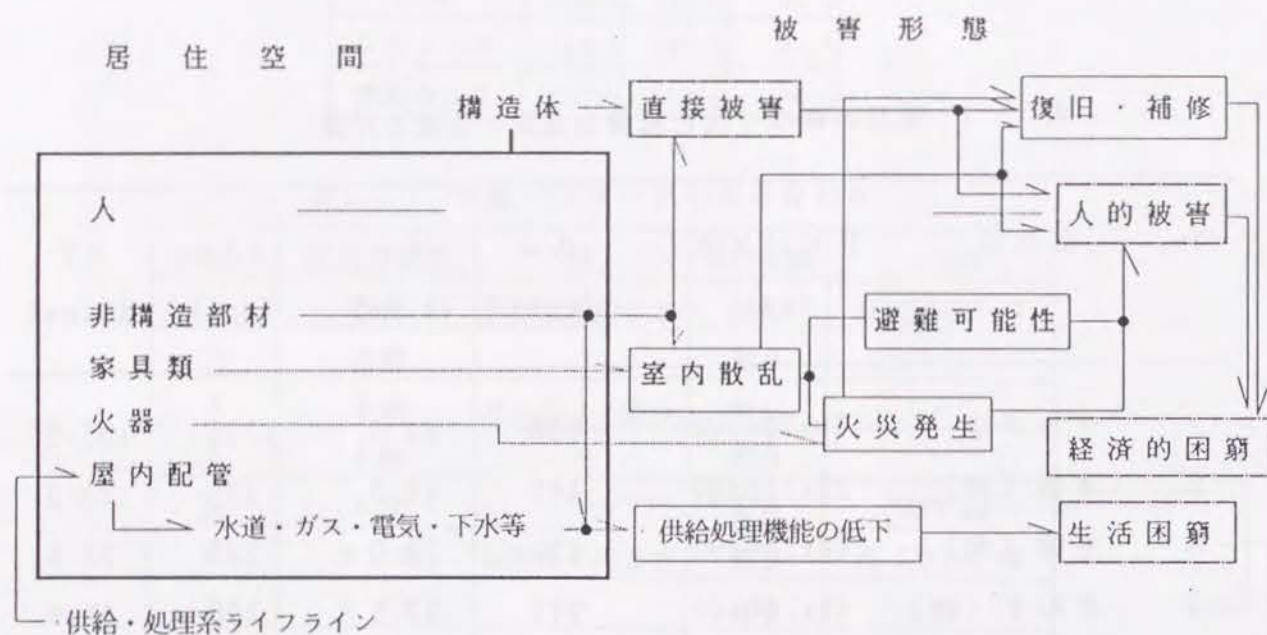


図7.2.1 室内における被害の発生形態

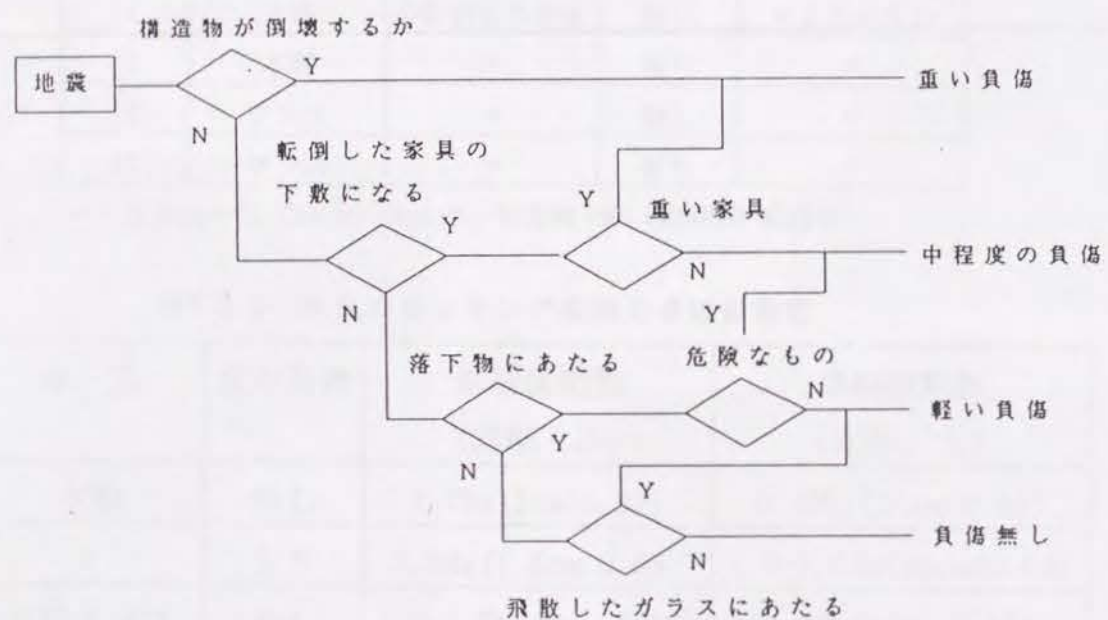


図7.2.2 室内における負傷の発生に関するEvent Tree(ET)

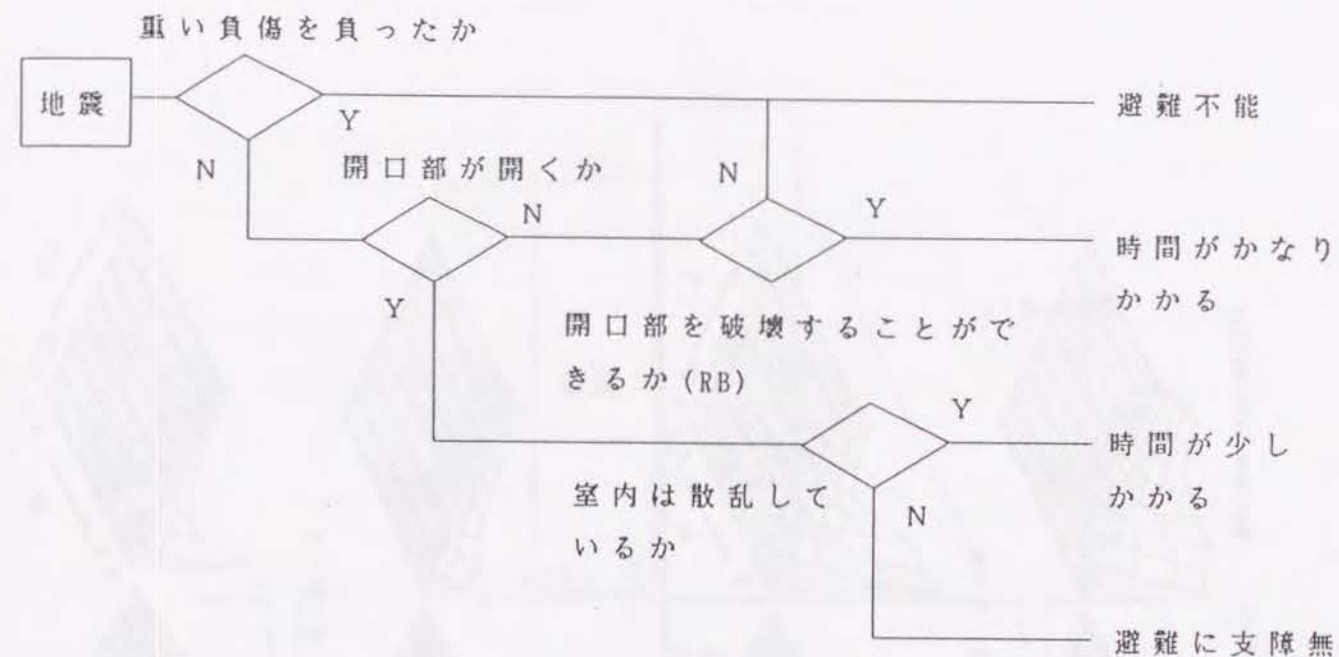


図7.2.3 室内からの避難の可能性を求めるEvent Tree(ET)

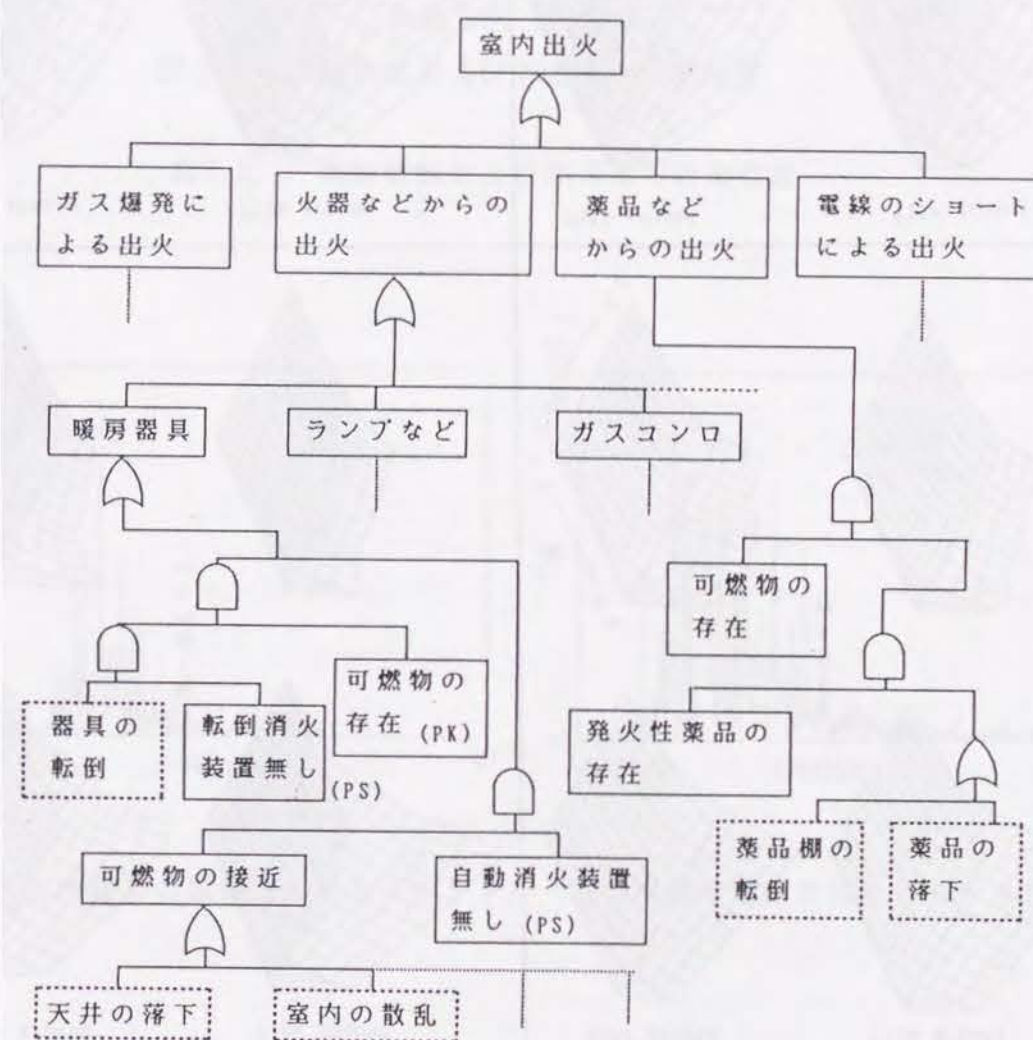


図7.2.4 室内火災の発生を頂上事象としたFault Tree(FT)

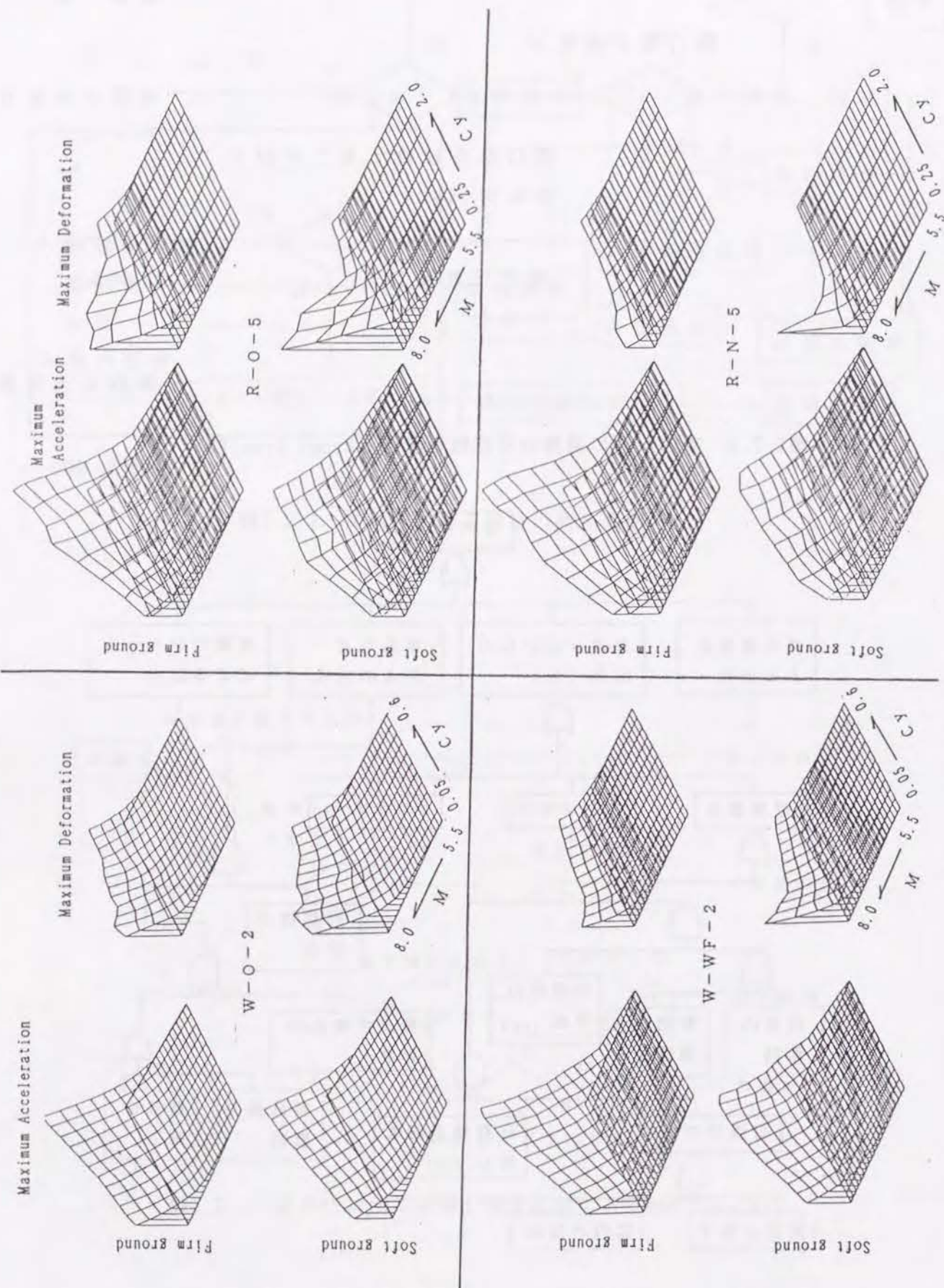


図7.2.5 構造物の最大応答（加速度・変位）の変化

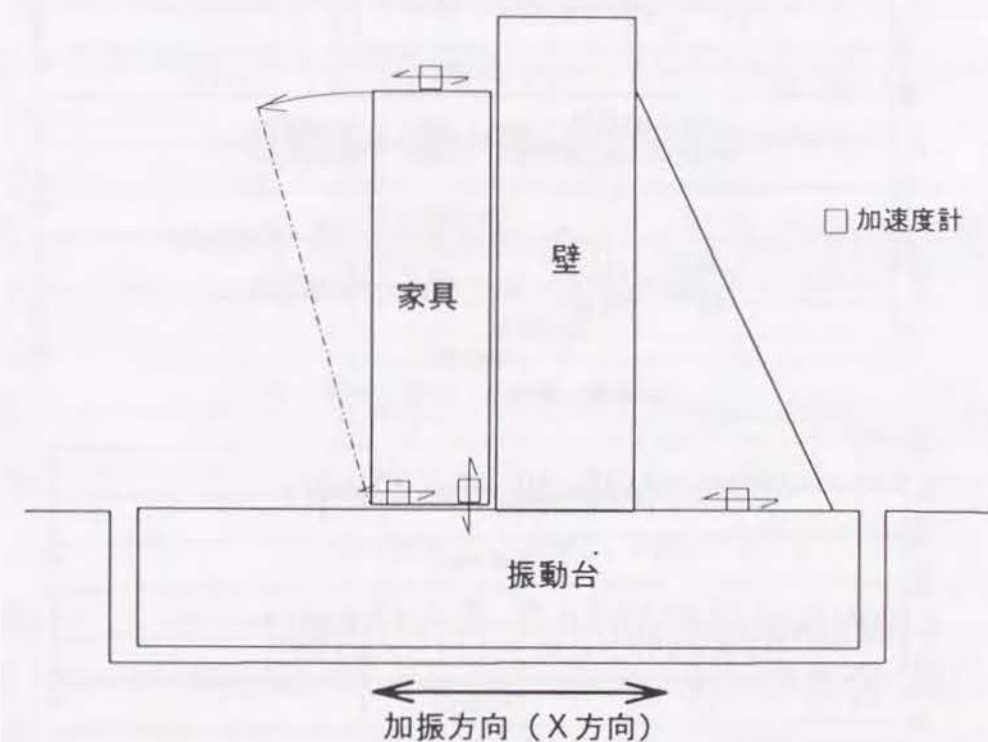


図2 実験状況および加速度の計測位置

図7.3.1 実験状況および加速度の計測位置

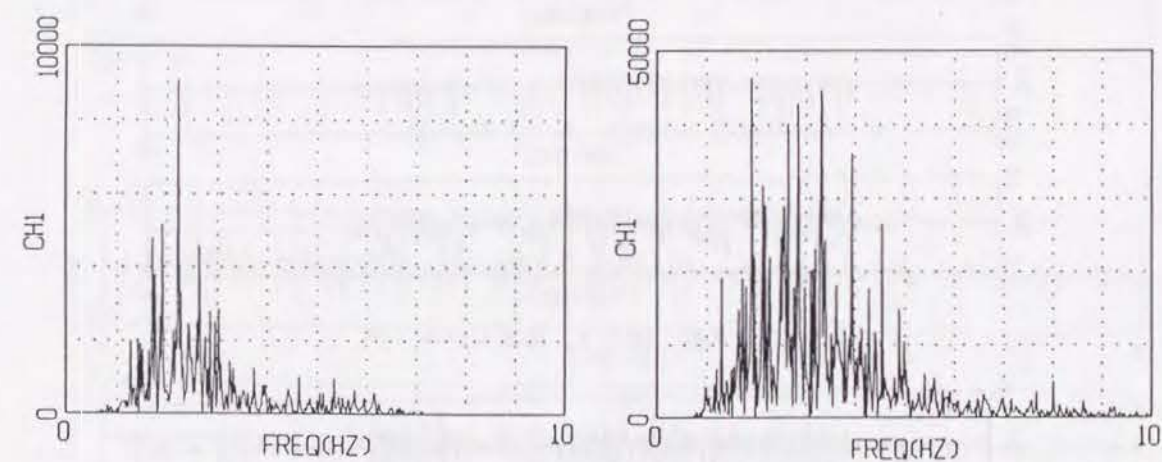
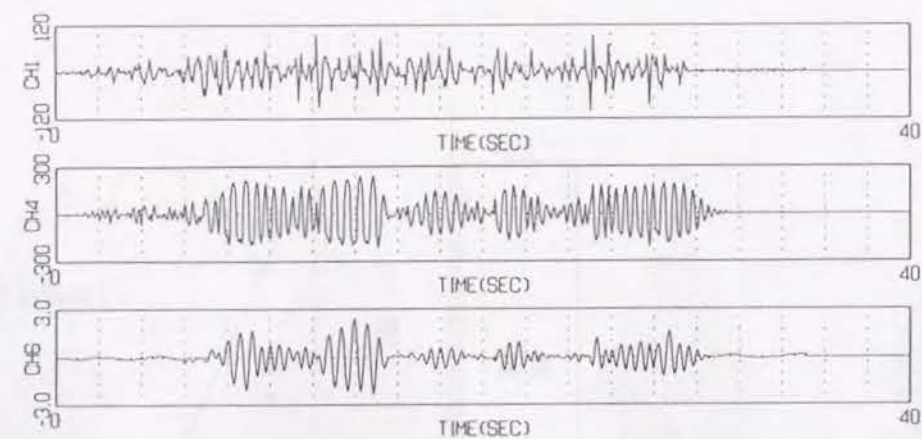
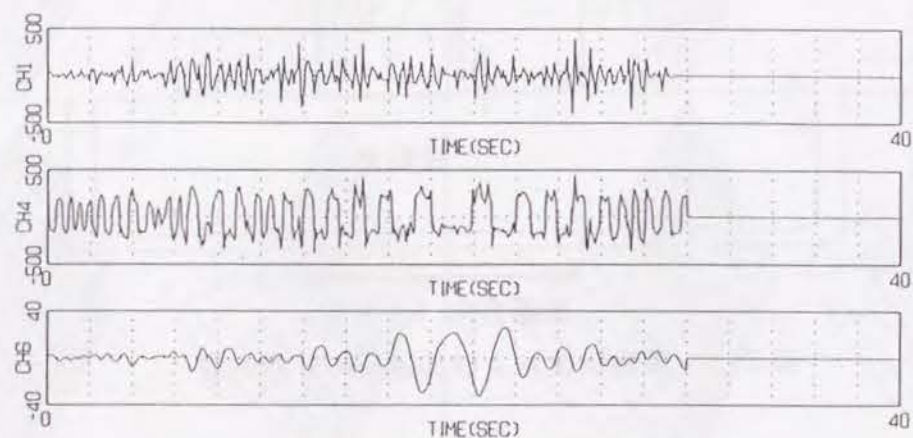


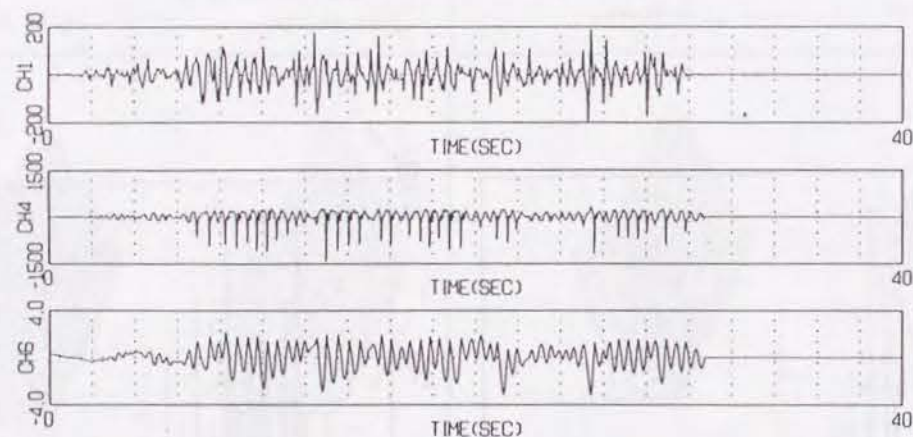
図7.3.2 入力地震動の振幅フーリエスペクトル（左：卓越振動数2Hz、右：3Hz）



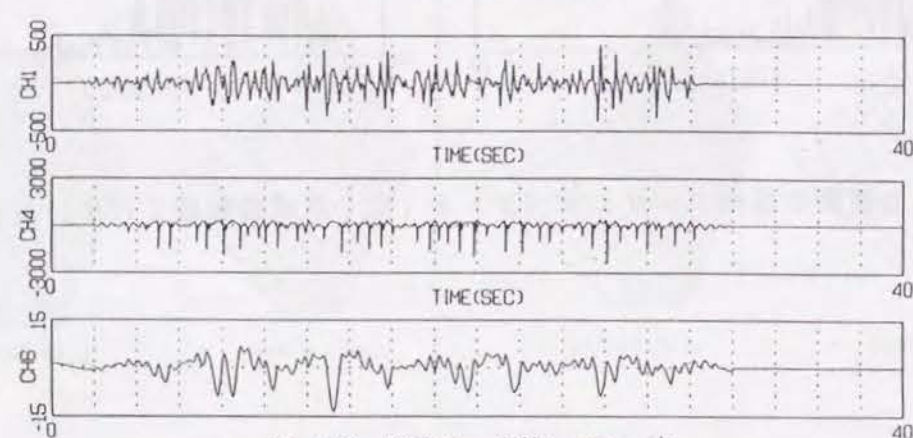
(a) 本棚、壁無し、応答レベル・小



(b) 本棚、壁無し、応答レベル・大



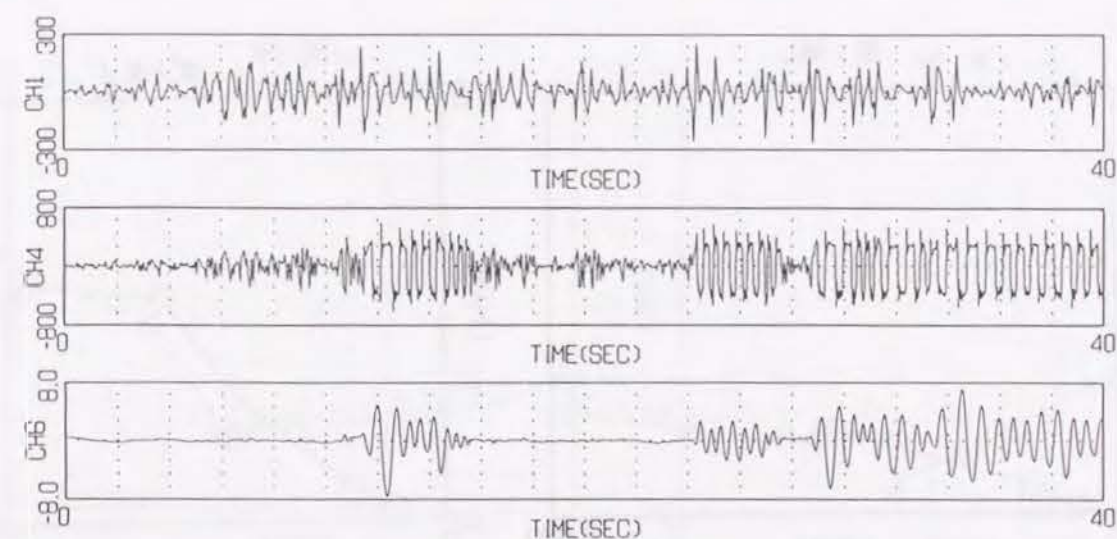
(c) 本棚、壁有り、応答レベル・小



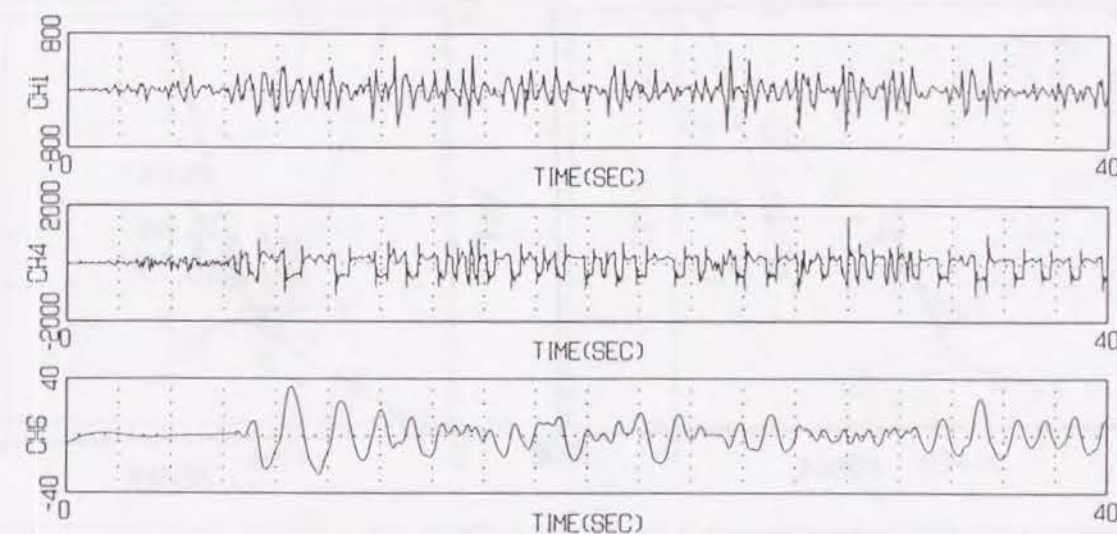
(d) 本棚、壁有り、応答レベル・大

図7.3.3 入力加速度と応答加速度の時刻歴

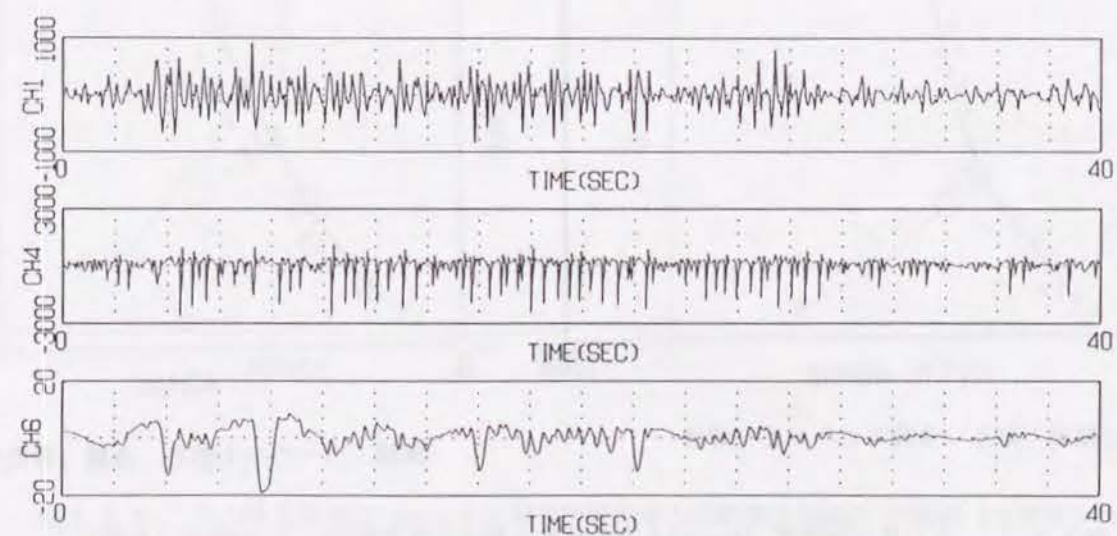
(CH1: 入力加速度、CH4: 家具頂部の水平加速度(gal)、CH6: 家具頂部の変位(cm))



(e) 2段タンス、壁無し、応答レベル・小



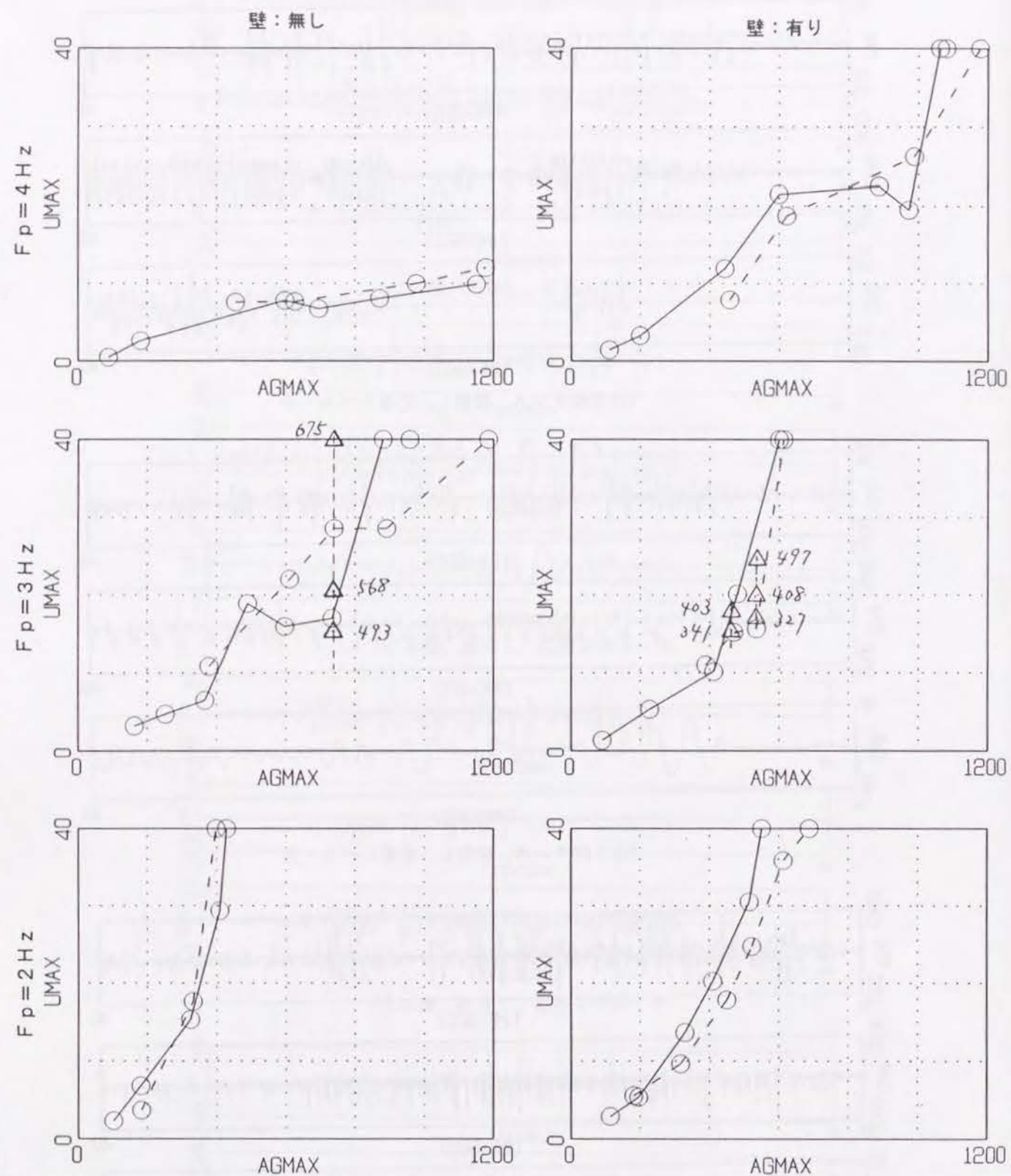
(f) 2段タンス、壁無し、応答レベル・大



(g) 2段タンス、壁有り、応答レベル・大

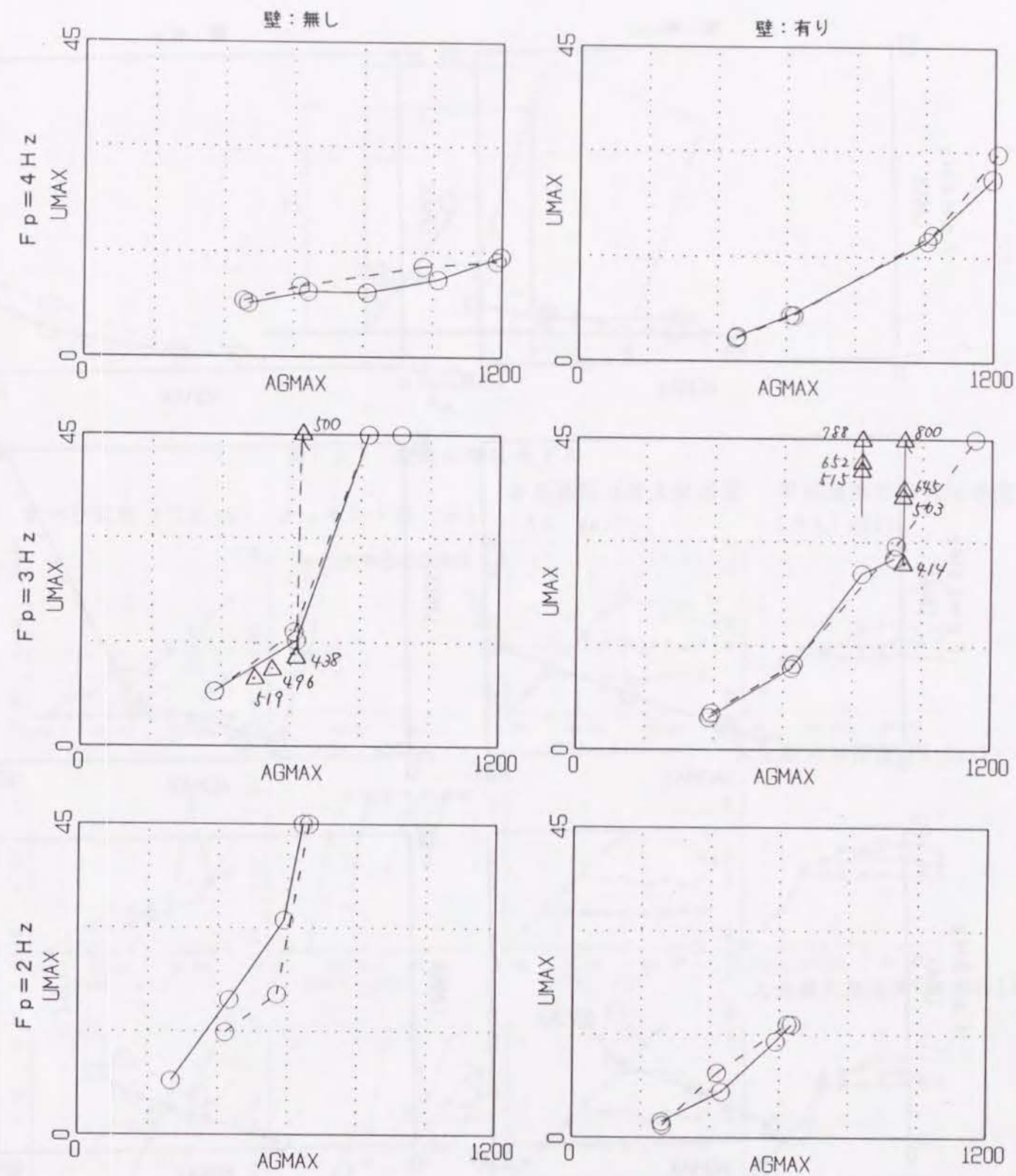
図7.3.3(続き) 入力加速度と応答加速度の時刻歴(続き)

(CH1: 入力加速度、CH4: 家具頂部の水平加速度(gal)、CH6: 家具頂部の変位(cm))



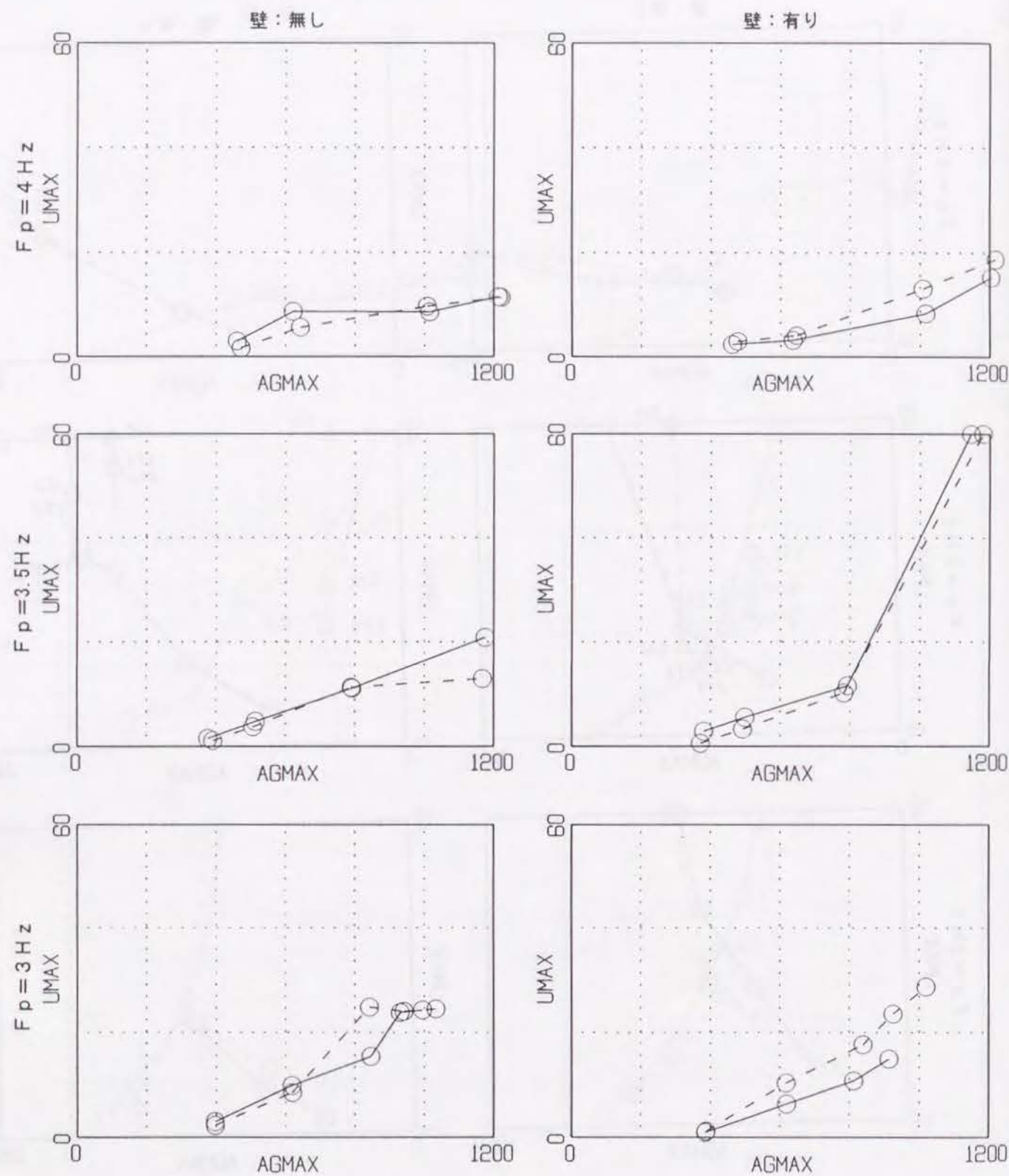
実線:カーペット敷き、点線:振動台そのまま

図7.3.4 入力最大加速度 (Agmax)と家具頂部の最大応答変位 (Umax) の関係 (本棚)
(○: 1方向入力、△: 2方向入力-印の右横の数字はY軸方向の入力最大加速度)



実線:カーペット敷き、点線:振動台そのまま

図7.3.5 入力最大加速度 (Agmax)と家具頂部の最大応答変位 (Umax) の関係 (2段タンク)
(○: 1方向入力、△: 2方向入力-印の右横の数字はY軸方向の入力最大加速度)



実線：カーペット敷き、点線：振動台そのまま

図7.3.6 入力最大加速度 (A_{gmax}) と家具頂部の最大応答変位 (U_{max}) の関係 (洋服タンス)

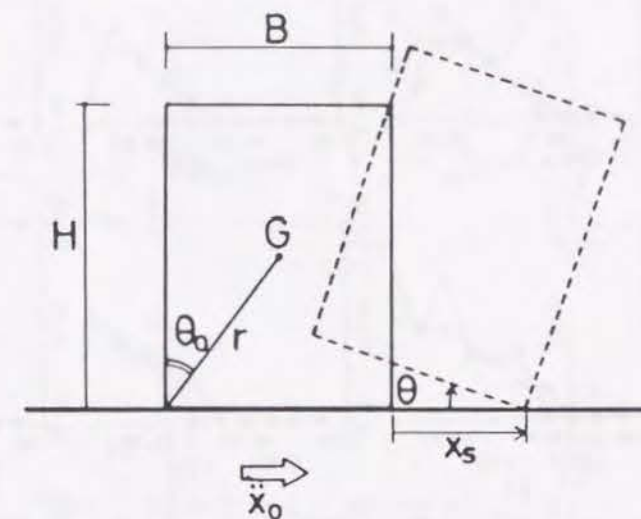


図7.4.1 家具の剛体モデル

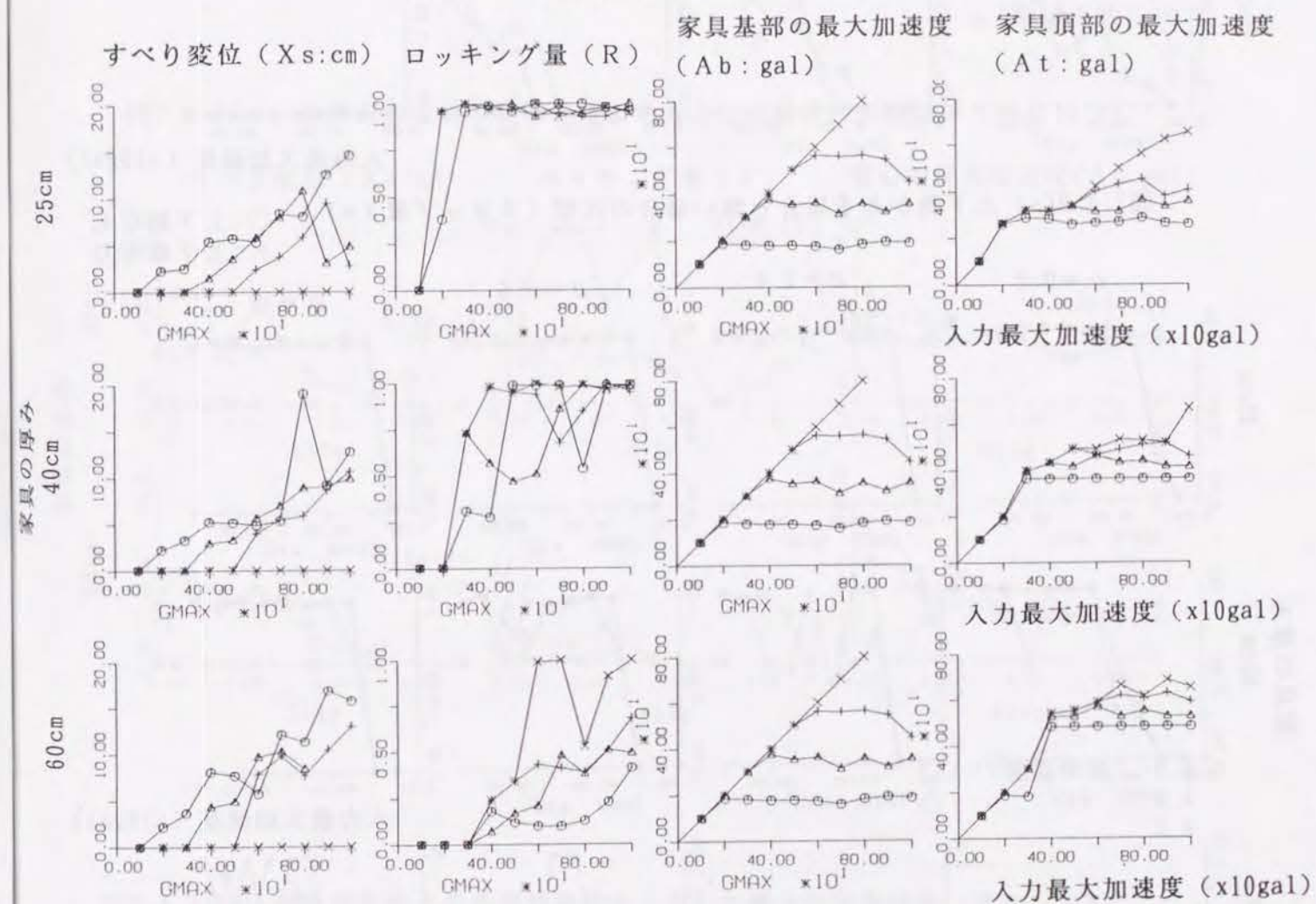
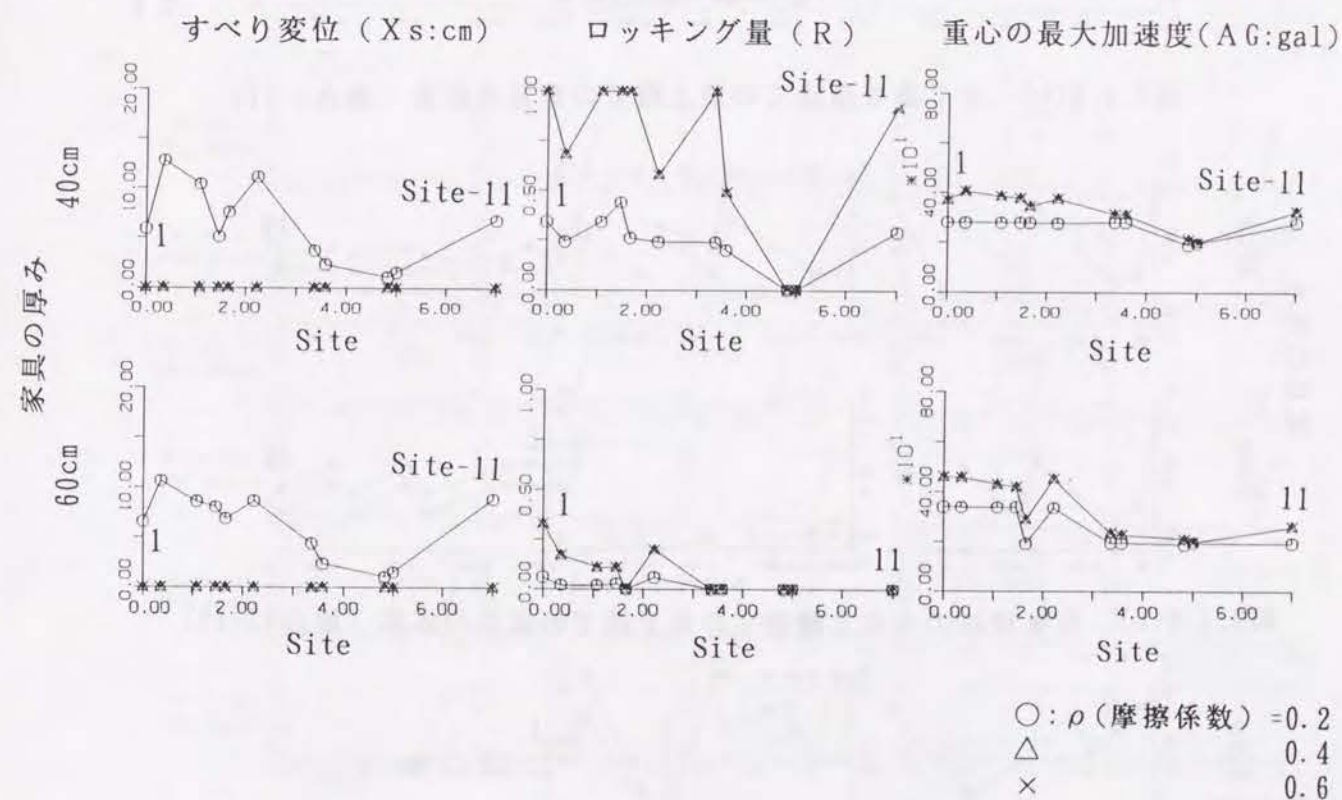
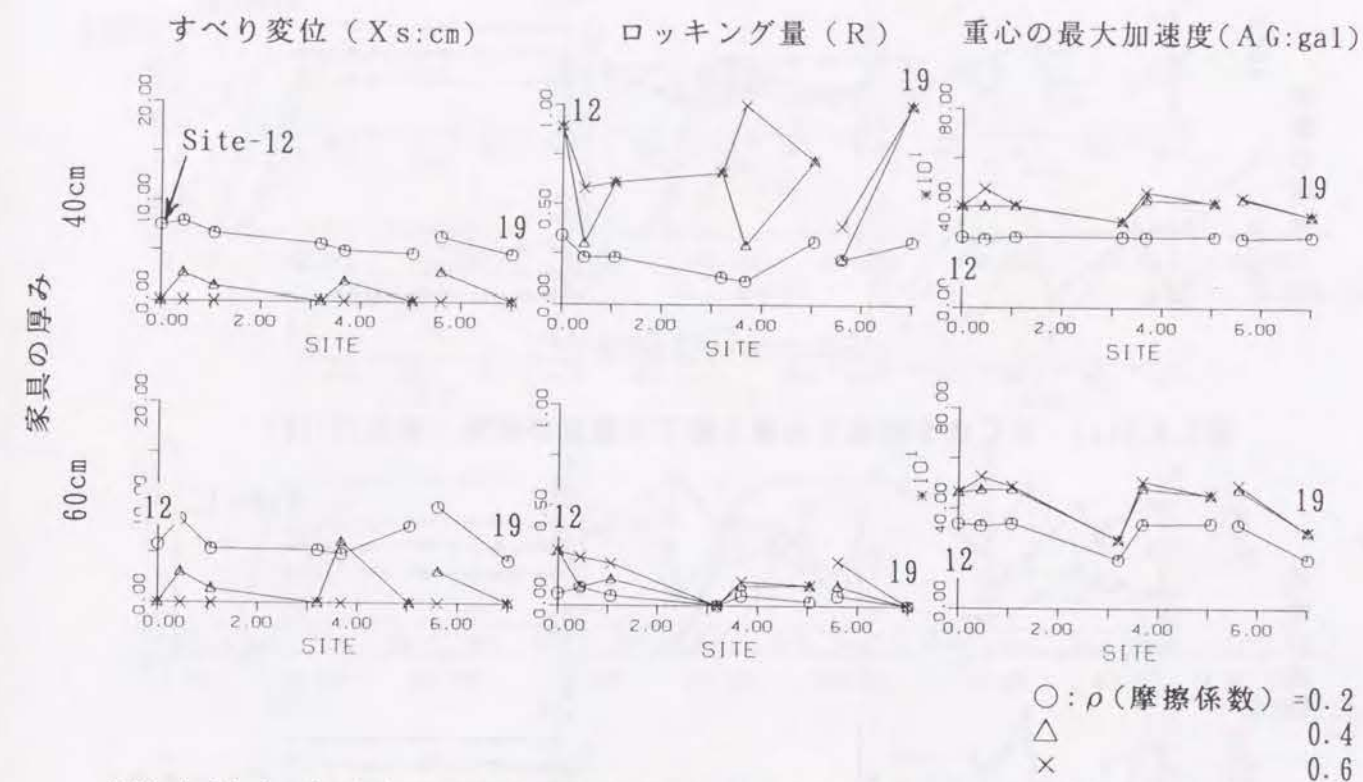
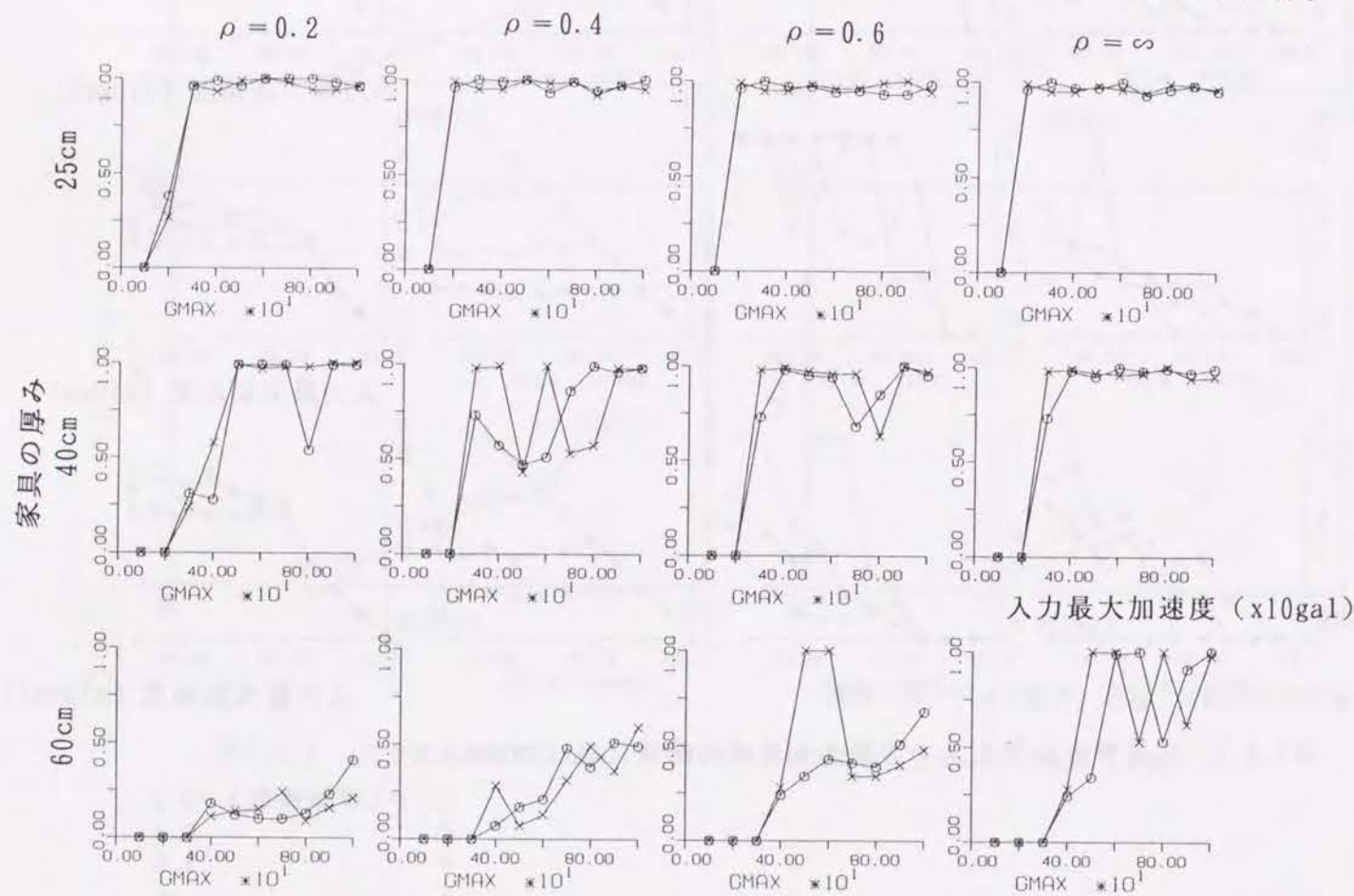
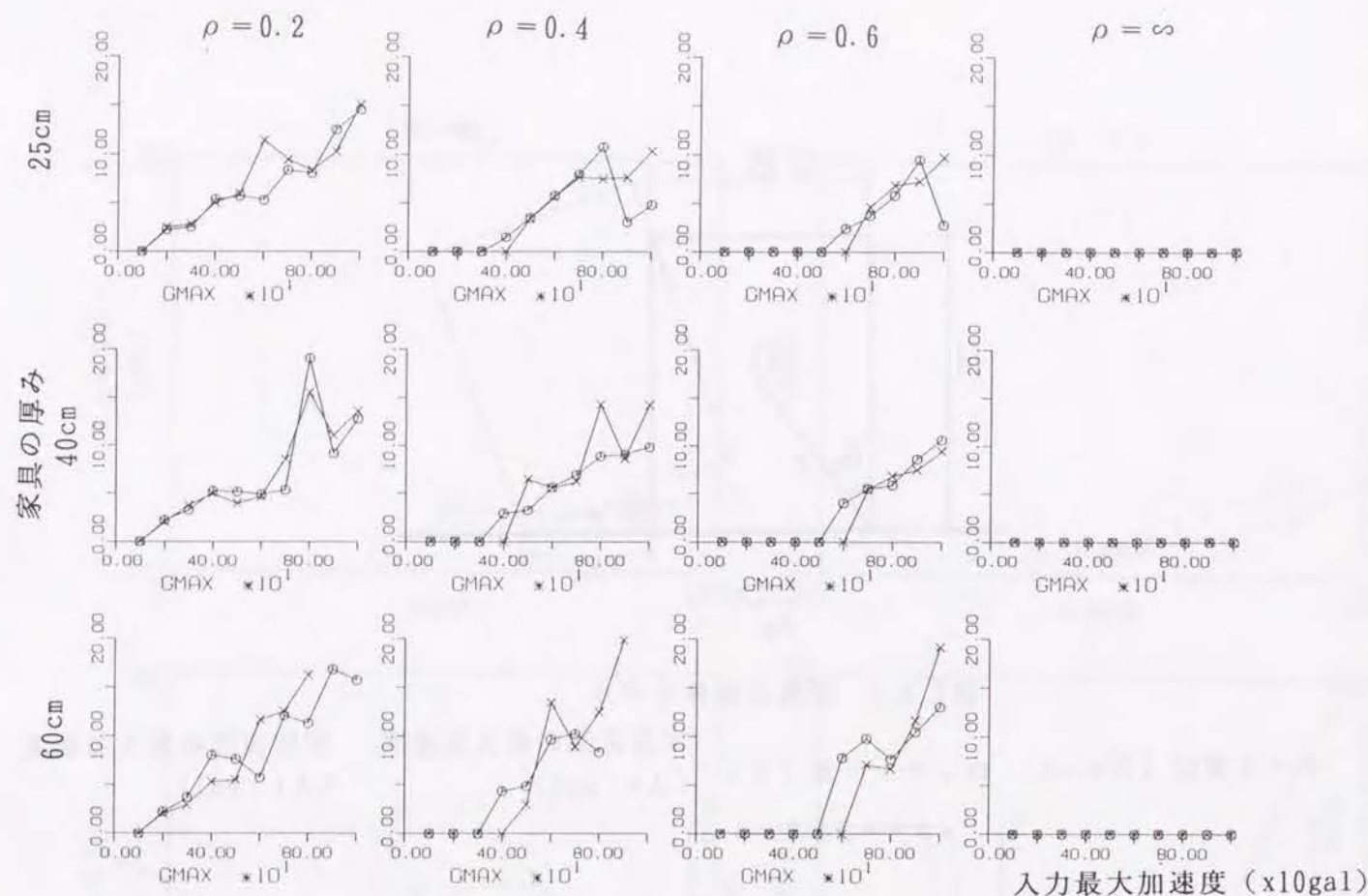


図7.4.2 応答解析結果と入力の最大加速度の関係 (EL CENTRO入力)

○: ρ (摩擦係数) = 0.2
 △: 0.4
 +: 0.6
 ×: ∞



すべり変位 (Xs:cm) ロッキング量 (R) 重心の最大加速度 (AG:gal)

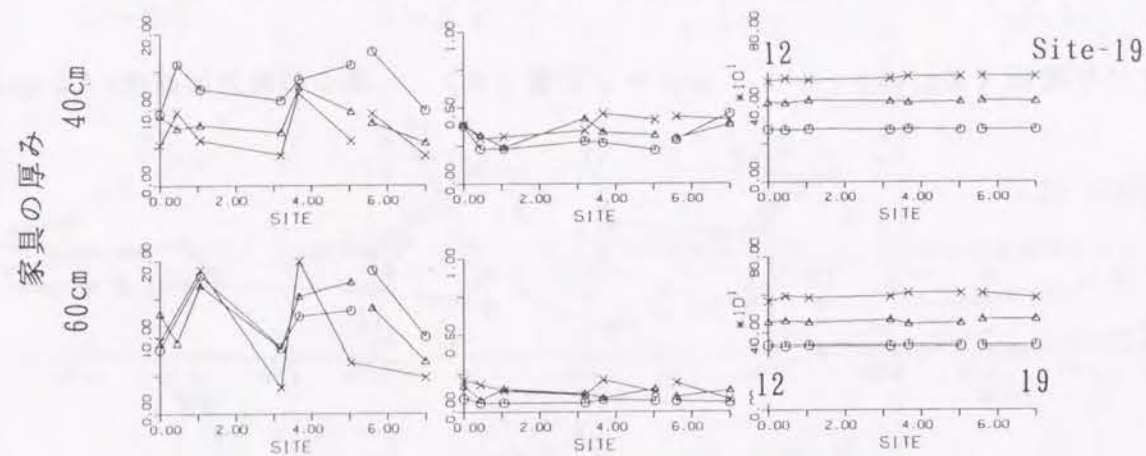


図7.4.5(a) RC造5階建ての最上階での家具の応答 (地点12-19)

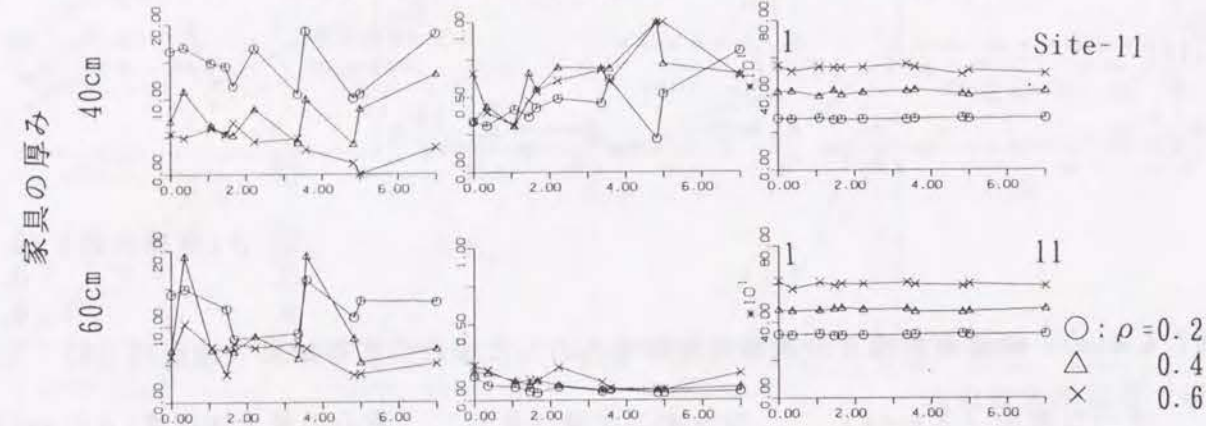


図7.4.5(b) RC造5階建ての最上階での家具の応答 (地点1-11)

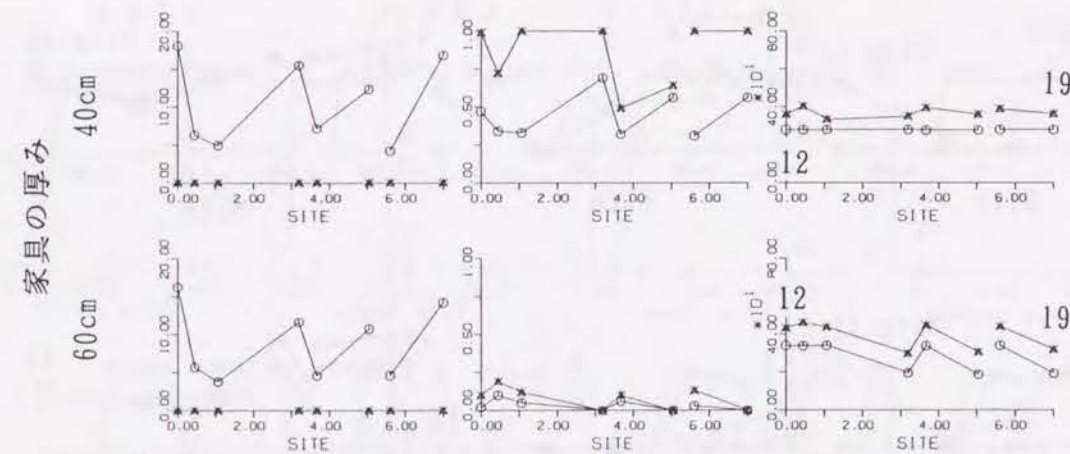


図7.4.6(a) 在来構法の木造2階建ての最上階での家具の応答 (地点12-19)

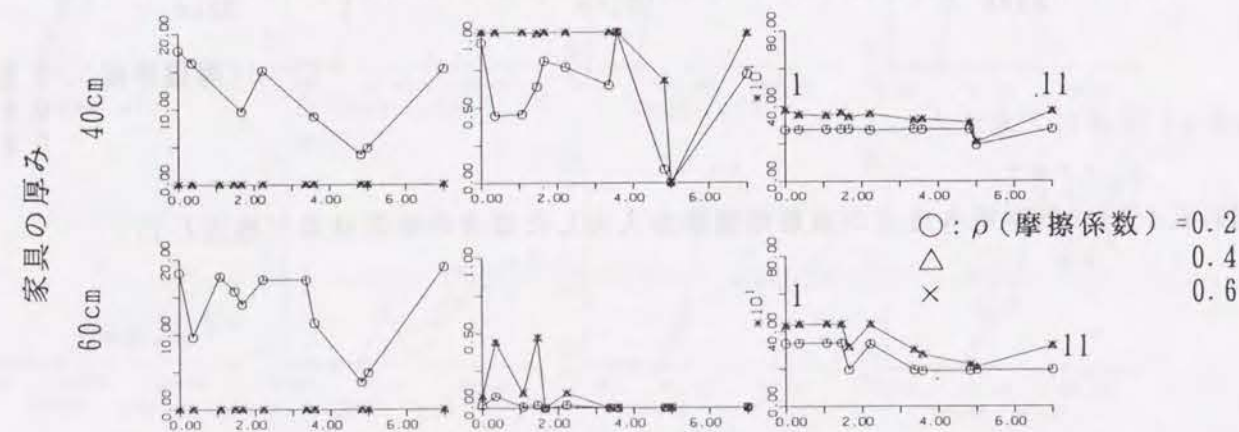


図7.4.6(b) 在来構法の木造2階建ての最上階での家具の応答 (地点1-11)

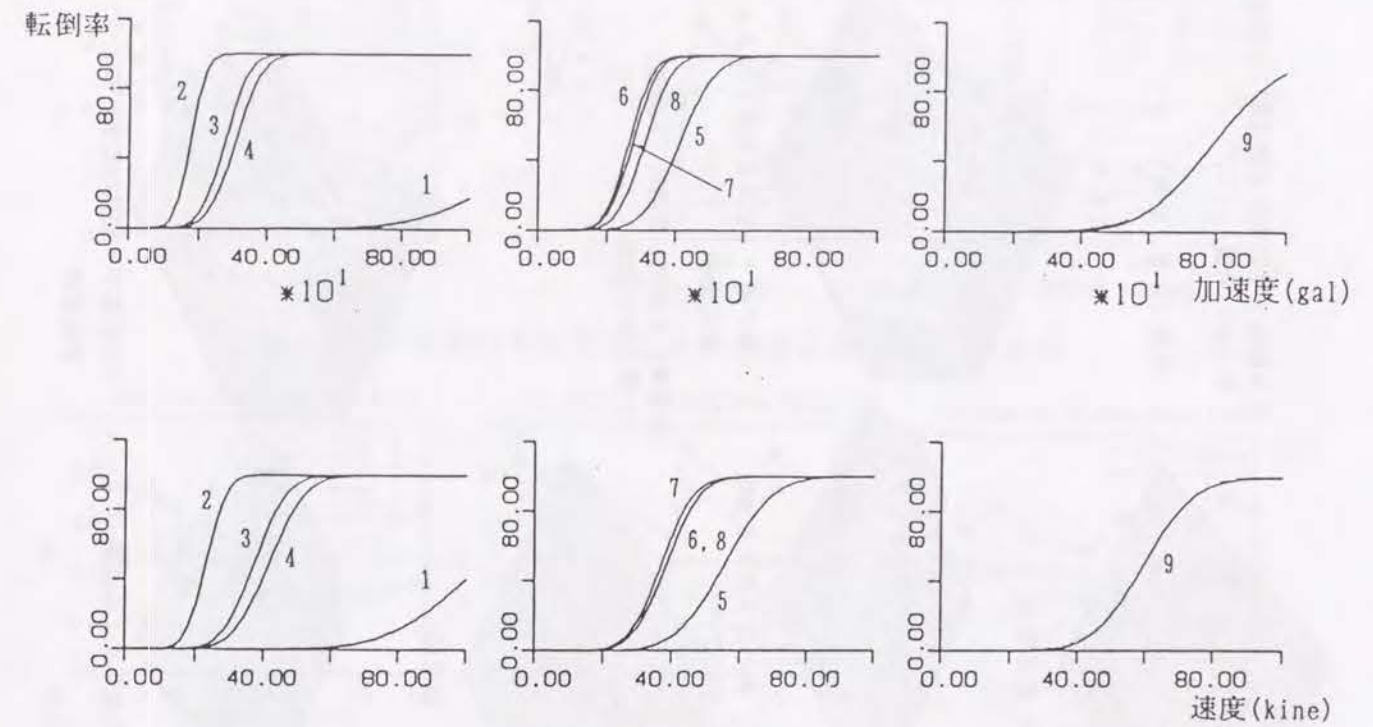


図7.5.1 各種家具の転倒率

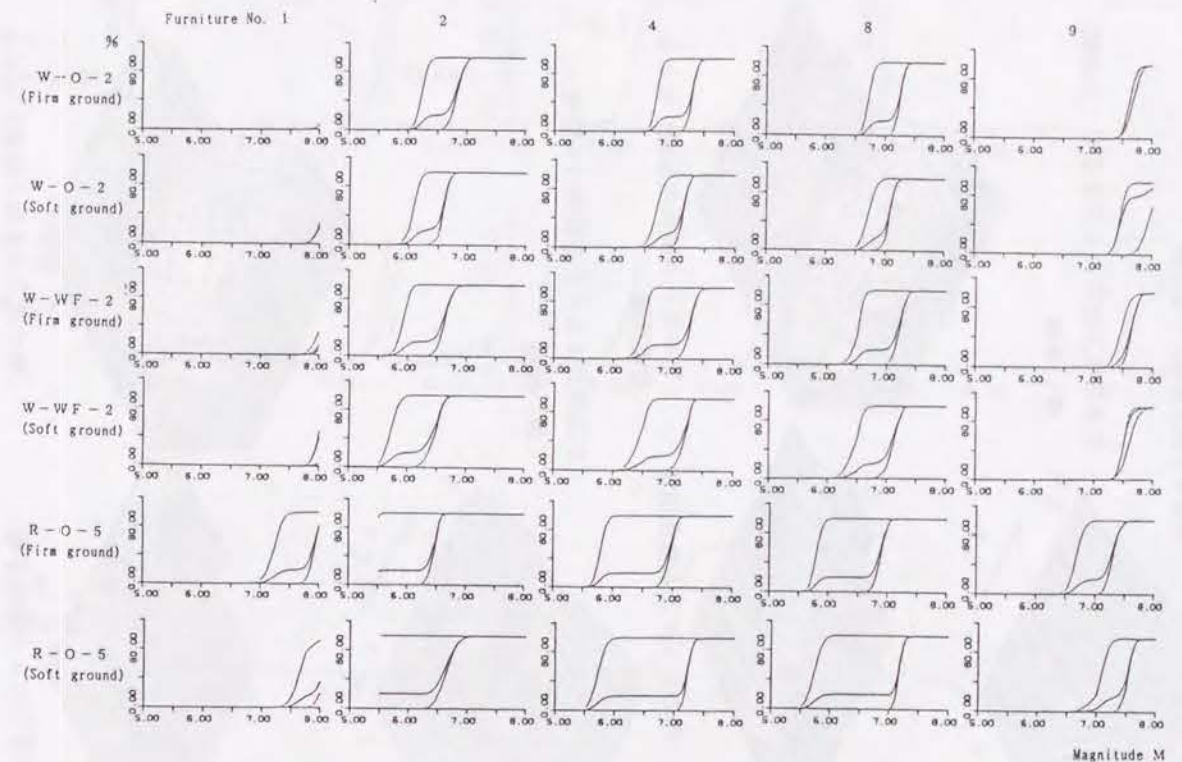


図7.5.2 応答推定手法によって得られたフロアレスポンスを用いて求めた家具の転倒率 (図中中央の線) と収納物の落下率 (左側の線)

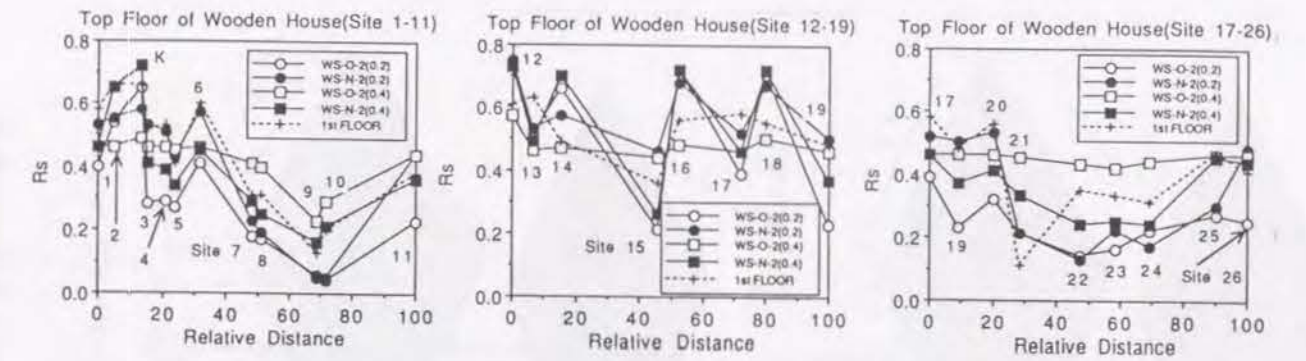
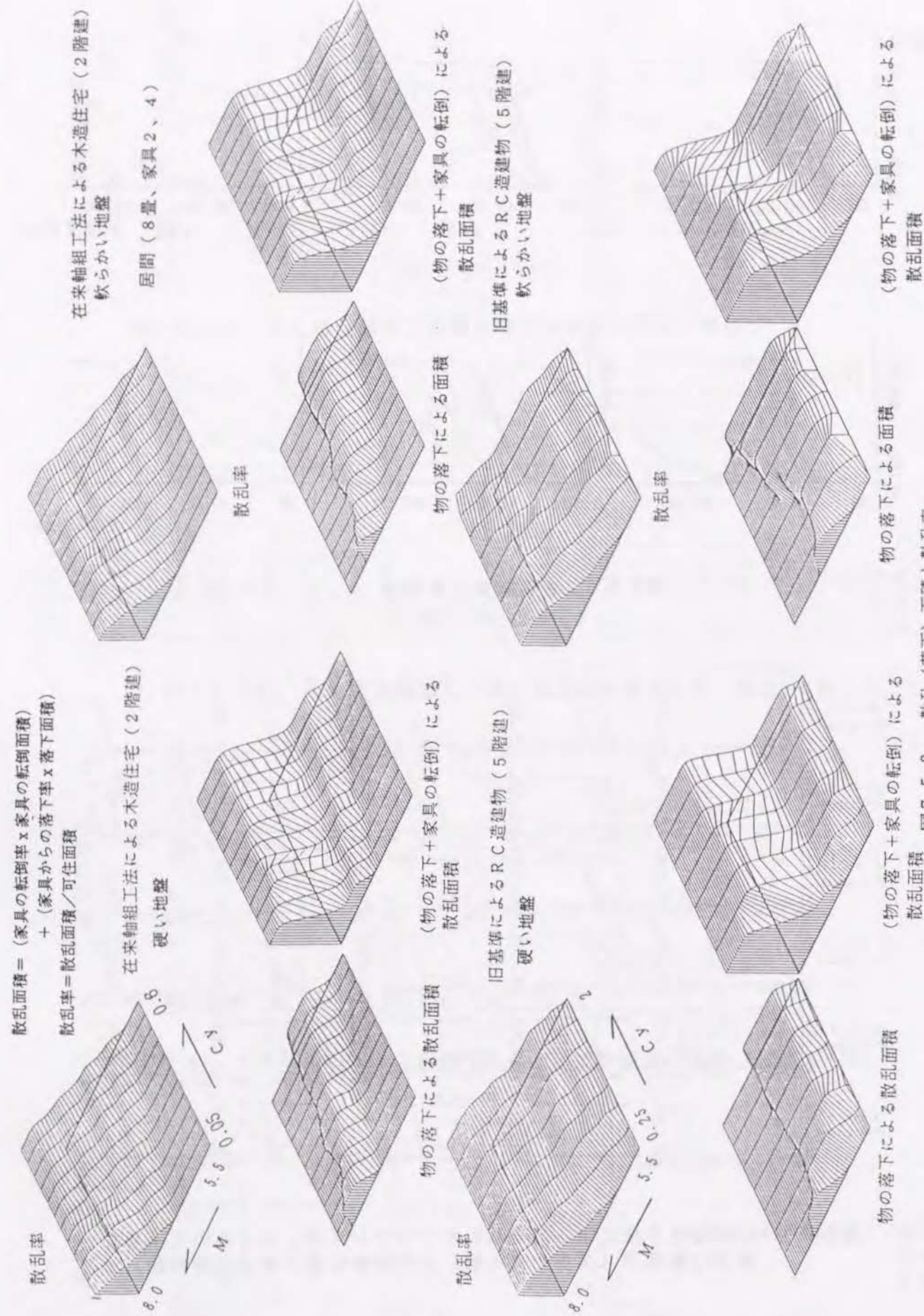


図 7.5.4 釧路市域の木造住宅における散乱率 (Rs) の分布

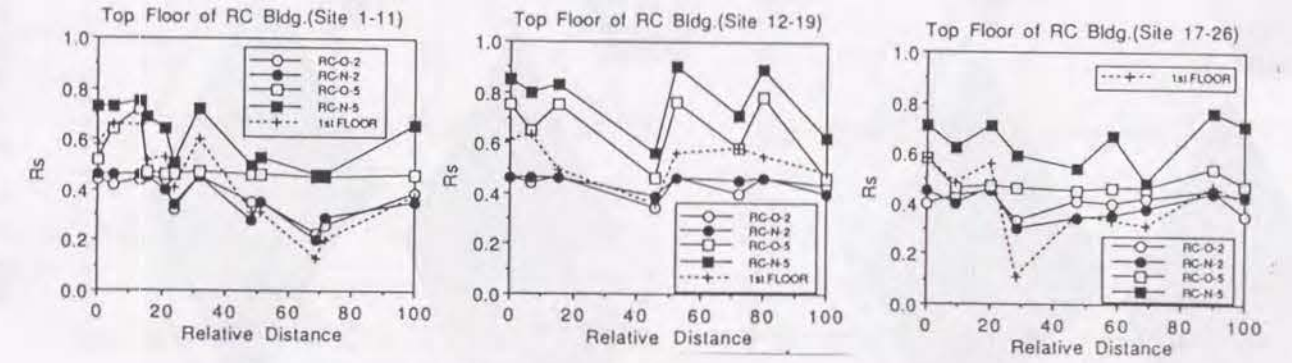


図 7.5.5 釧路市域のRC造建物における散乱率 (Rs) の分布

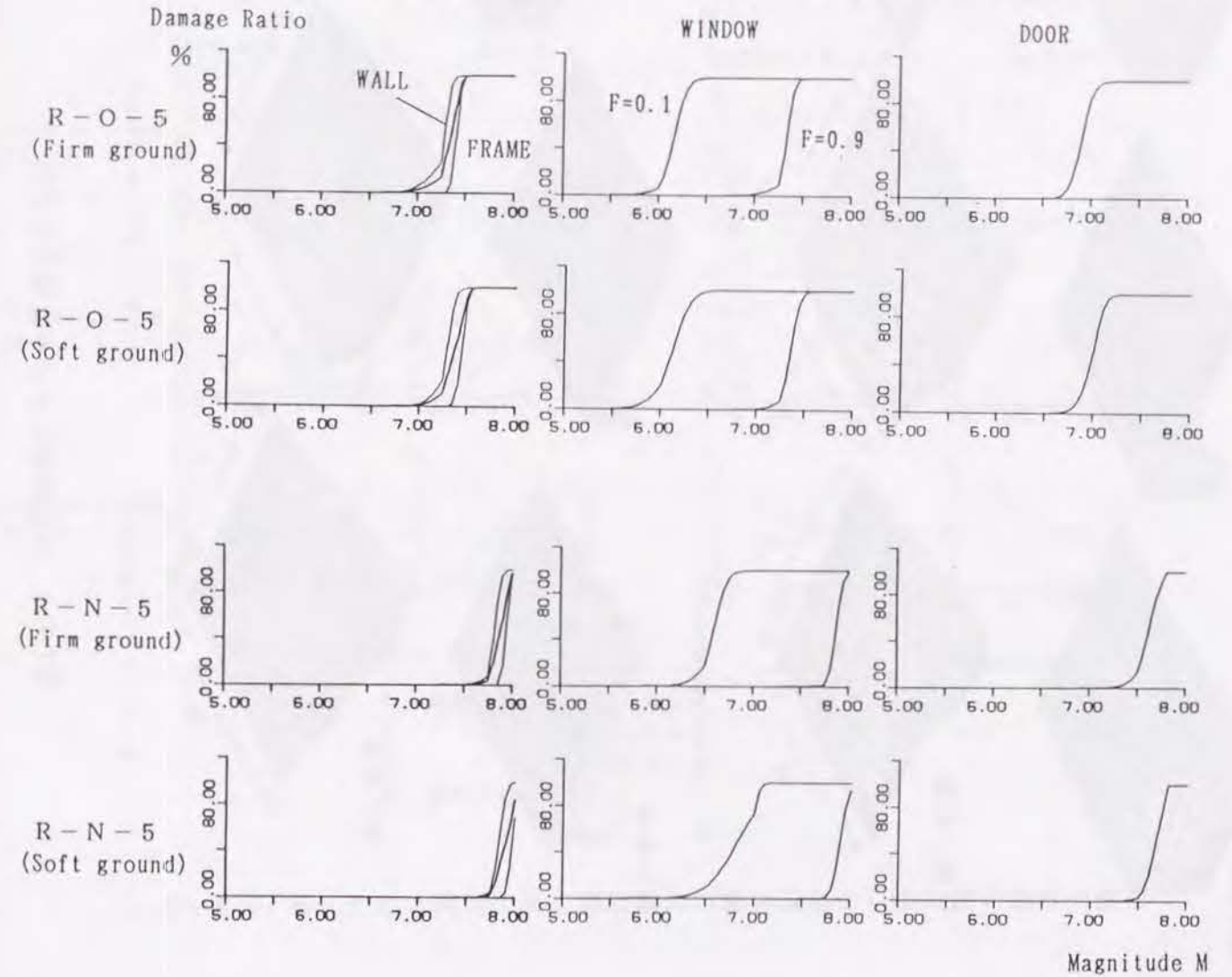


図 7.6.1 構造体・窓・出入口の被害関数

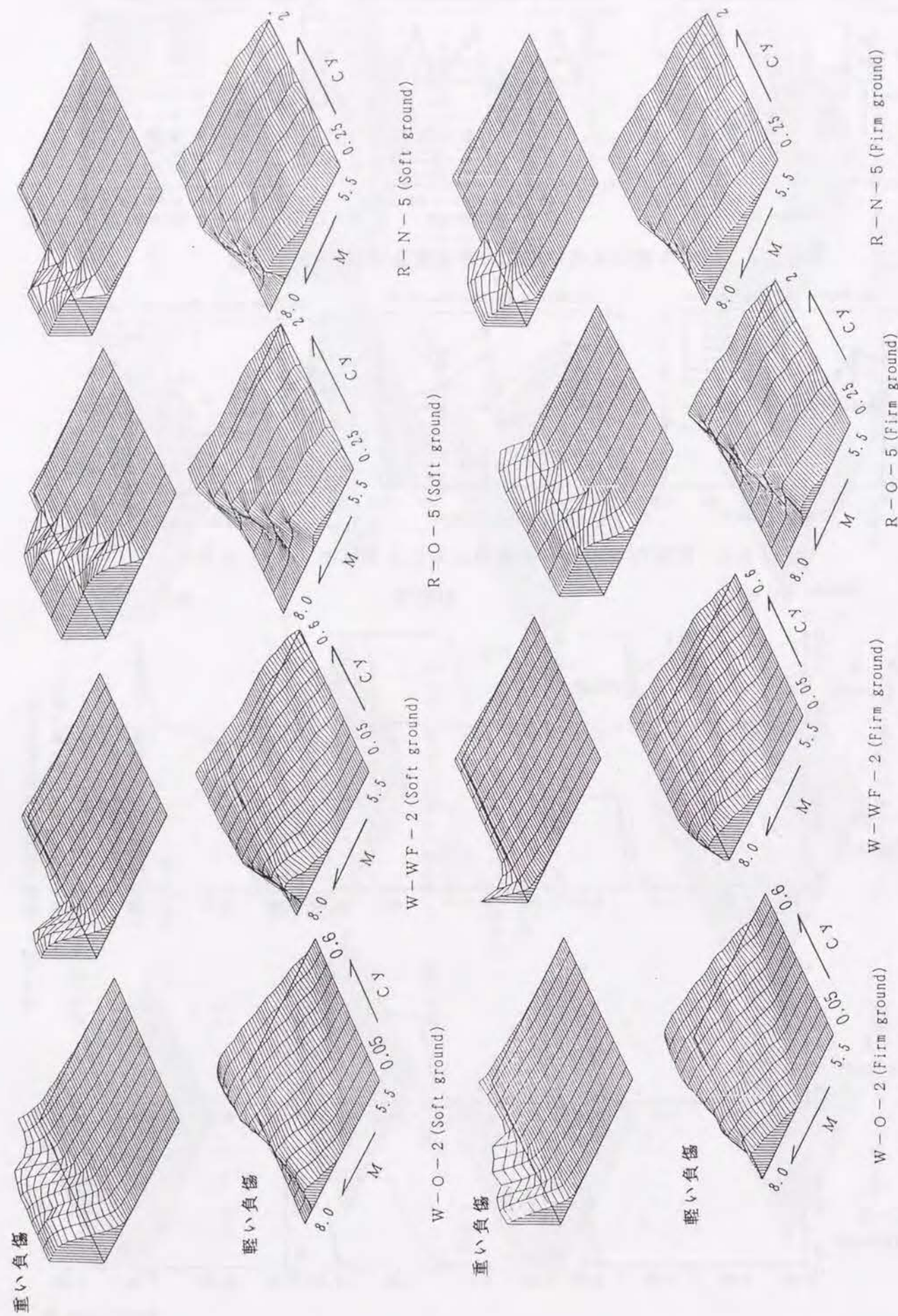


図7.6.2 木造建物における負傷率の変化

図7.6.3 RC造建物における負傷率の変化

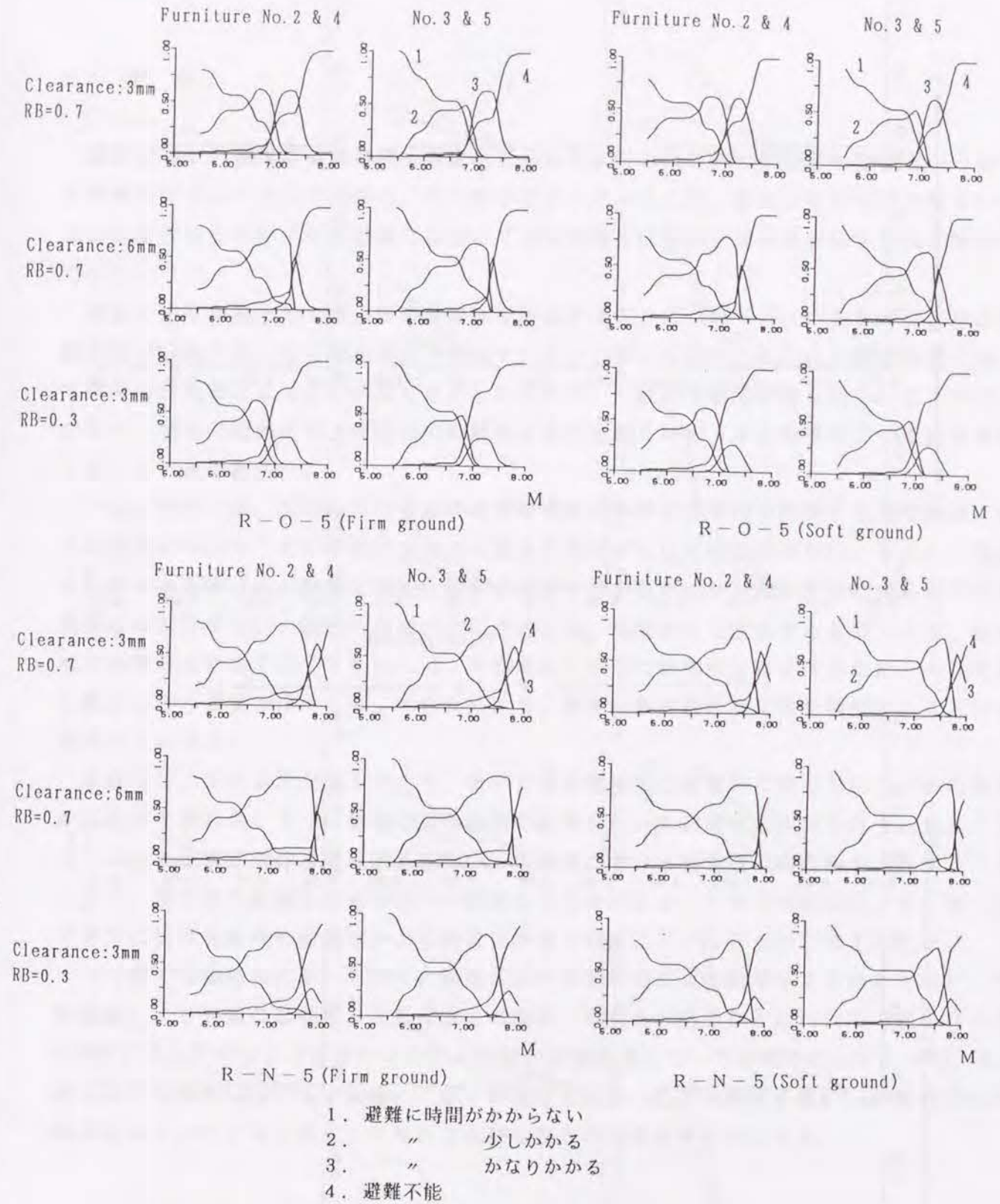


図7.6.4 新・旧の5階建てRC構造物の5階の部屋からの避難可能性の変化

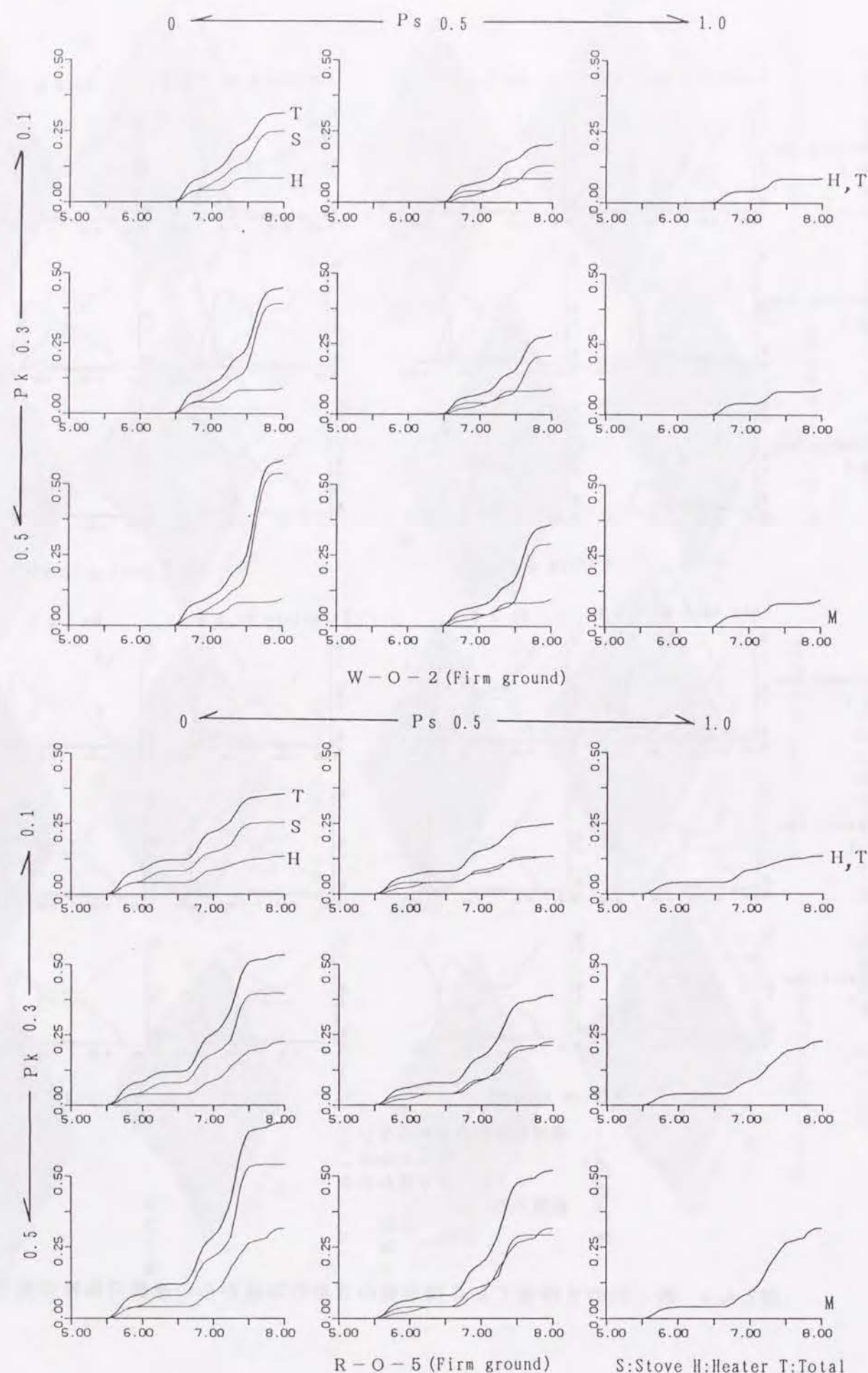


図7.6.5 室内火災の発生率の変化

8. 建築構造物の耐震性評価

8.1 概説

前章までに、都市域の構造物を群としてとらえ、その群の持つ耐震性を壁量という簡便な指標を主として用いて評価し、その動特性をモデル化した。また、このモデルを用いて、地震応答解析を行い、その結果に基づいて構造物および室内空間の被害推定手法を構築してきた。

壁量を主な指標として構造物の耐震性を評価することについては、いままでに既往の地震被害の分析から、その妥当性が示されている。しかしながら、これは一部の被害に関して個々の研究者によって行われてきたものであり、一般的な結果が得られているとは言いがたい。種々の側面から、建築物の耐震性を過不足無く評価できる指標について研究を行っていくべきであろう。

一方、現状では、都市における建物群の耐震性の分布を広域的に評価するためには、多くの建物について、その平面図などから壁量を算出する以外に方法はない。しかし、何度も触れてきたように、壁量の調査には多くの労力が必要であり、現在までに得られている成果は非常に少ない。建物の耐震性は年代的にも、地域的にも変化するものである。各地域で地震防災対策をたてるためには、その地域に応じた耐震性分布を得るため、それぞれに調査を行う必要が出てくる。そのためにも、簡便な耐震性の推定法を構築することは必要不可欠になる。

本章では、上記の状況をふまえて、改めて建築構造物の耐震性に関していくつかの側面から評価を試みる。1つは建物の微動観測の結果を用いて耐震性の評価を行う。また、もう1つは各地域における現地調査を行い、各地域における構造物の耐震性を比較することにより、構造物の耐震性の地域性・一般性を明らかにする。これらの研究により、限られた労力により各地域の耐震性がより精密に評価されることになるものと考えられる。

8.2節では釧路市において行った建物の常時微動計測による結果をまとめると共に、微動観測による建物の振動数と振動性状との関連、被害との関連などについて考察を行った。8.3節では八戸市および京都市における同様の観測結果について分析を行った。一方、8.4節では木造建物について、釧路・八戸・珠洲などにおいて現地調査を行い、耐震性の地域特性を明らかにすると共にこの特性と地震被害との関連を明らかにする。

8.2 常時微動計測による釧路市域における建築物の振動特性の評価

8.2.1 はじめに

2.3節に記したように、1993年1月15日に発生した釧路沖地震では、釧路気象台で900gal以上の加速度記録が観測されたのをはじめとして非常に大きな強震記録が得られた。それに対して構造物の被害は、地盤の崩壊による全壊家屋が50棟程度発生したものの全般的には被害程度は小さかった。その主な原因としては、基盤地震動の振動数特性と各サイトの表層地盤の増幅特性、構造物の耐震性能などがあげられる。6.4.3項では釧路市域の表層地盤および木造住家、RC構造物を質点系にモデル化し、応答解析によって地震応答・構造的被害を求め、実際の被害分布と比較検討した。その結果、被害が少なかった原因として、構造物の耐震性能が比較的高かったこと、沖積層においては地盤の増幅度はそれほど大きくなかったことなどが明らかとなった。また、本手法によって軽微な被害についてもその分布をかなりの精度で再現できることが確認された。

RC造建物・木造建物の全体的な耐震性と被害に関しては文献1)にまとめられているが、これによると釧路地域の建物の耐震性は一般的に高かったと報告されている。一方、上記以外に注目される要因として、表層地盤と構造物の動的な相互作用の効果が考えられるが、これには地盤・構造物・地盤-構造物連成系のそれぞれの振動数特性の関係、構造物基礎に係わる逸散減衰や入力損失の効果などが含まれる。しかしながら、これらの効果については、構造物での観測記録が得られていないためあまり研究は行われていない。

このような動的相互作用の効果を種々の地盤条件のもとで明らかにするために、沖積低地や洪積台地に建てられた18の学校校舎を対象として常時微動計測が行われた。これは、建築学会1993年釧路沖地震学術研究会のワーキンググループWG4（基礎と地盤の相互作用担当）とWG6（上部構造の耐震性担当）の合同調査として行われたものである。筆者らのグループはこの合同調査の一員として、3つのRC造小学校校舎の微動計測を行った。また、筆者らは釧路市域における木造建物の振動特性を把握することを目的に、5棟の建物に関して常時微動計測を行った。本報告では、これらの計測結果をまとめると共に、計測結果と構造物の振動特性・地震被害との関連について考察を行う。

8.2.2 計測方法・データ処理方法

以下は、防災研チームの計測方法について記す。他のチームもほぼ同様の機器構成・計測方法であった。

計測には東京測振製SPC-35Eを使用した。これは、写真8.2.1に示すように、サーボ型速度計のピックアップと、アンプ・A/D変換器・ノートパソコンをトランクの中

に組み込んだポータブルタイプの本体から構成される。他の機器を接続することなしに計測結果をリアルタイムでコンピュータのハードディスクへ格納することのできる非常に簡便な計測システムである。総合特性として、速度については1Hz以上でフラットな特性を持っている。

計測は、RC造校舎については構造物の1階床、最上階床、地表面の3点の同時計測を行うこととし、長辺方向（桁行）および短辺方向（梁間）のそれぞれについて15分間水平動を計測した。また、木造建物については、計測点は地表、1階床および小屋梁の上の3点とし、長辺方向、短辺方向別に15分間の3点同時計測を行った。

A/D変換の時間刻みは0.01秒とした。建物の計測点としては、校舎の中でエクスペンションで区切られた比較的整形（長方形）に近い部分を選び、そのほぼ中央になる点を選んだ。また、地表面の計測点は建物の振動の影響を避けるためできるだけ建物より離すこととした。

データ処理の方法を以下に記す。

計測されたデータより、フーリエ変換を用いて1階床・最上階床・地表面のフーリエスペクトルおよび各計測点の間の伝達関数を求める。スペクトル処理の方法としては、1回のフーリエ変換のデータ数を2048点とし、オーバーラップなしで30回のアベレーシングを行い、平均的なスペクトルを求めた。この際、対象とする振動数範囲は30Hzまでとし、フィルターはかけなかった。

8.2.3 RC造学校建物の微動計測の概要

計測は1994年8月18日から20日にかけて大学と建設会社の合同チームにより行われた。釧路市域において釧路川以東の沖積低地上および洪積台地上に建てられた18校22校舎のRC造学校建物を対象とし、上記チームが7つのグループを作り3～4校舎ずつ担当した。対象とした学校のほとんどが3階建てであり、基礎は杭打ち基礎である。学校校舎を対象とした理由は、

- a) 釧路市域における一般的な低層建物であり固有周期が短周期であること、
 - b) 平面的にも、構造的にも標準化されており比較がしやすいこと、
 - c) 市域全体に適当な密度で存在しており、地盤と建物の関係について地域的な比較が可能であること、
- などがあげられる。

計測の対象とした小中学校の位置を図8.2.1中の●印で示す。対象建物は釧路川以東の地域ではほぼ均等な分布となるように選定した。表層地盤としては、旧釧路川と釧路川に挟まれた地域は20mから厚いところでは70mを越える沖積層が存在している。一方、旧釧路川より東の地域では洪積台地（図中太線の内側）が広がっている。この地域の中には

元は谷であったところを埋め立てた地区、火山灰の堆積物が表層を覆い軟弱な層となっている地区なども存在し複雑な地盤構成をしている。

筆者を含む京都大学防災研究所のチームは旧釧路川以東の地区の湖畔小学校（図中R）、武佐小学校（同K）、城山小学校（同M）の3校を担当した。このうち、城山小学校と湖畔小学校は標高約30mの洪積台地上にあり、比較的硬い地盤の上に数mから10数mのれき混じりの柔らかい層が存在する。武佐小学校はもとの湿地を埋立てた地盤上にあり、20m程度の軟弱な地盤上に建っている。3校共にRC造の3階建であり、短辺方向（梁間方向）はほぼ10m、片廊下式の標準的な校舎である。例として城山小学校の外観を写真8.2.2に示す。また、基礎は3校とも杭打ち基礎である。

釧路沖地震の被害に関しては、湖畔小学校では壁や柱にせん断されつが発生したり、ガラスの破損、体育館のブレース破損、家具などの転倒・落下など、種々の被害が発生した。一方、城山小ではExp-Jのずれ・壁の剥離など軽微な被害のみであった。また、武佐小では周辺地盤が沈下したものの校舎には大きな被害は生じなかった。

8.2.4 木造建物の微動計測の概要

計測はRC造学校校舎の計測に引き続き、1994年8月22日～23日に行われた。計測対象としては、以下に示す5棟を選び、微動計測を行った。対象建物を図8.2.1中の▲印で示す。

以下に個々の建物について概要を記す。また、表8.2.3には、建物各階の床面積、重量および壁率（後述）をまとめて示す。

・サイトS：気象協会（写真8.2.3）

900galを越える加速度記録が得られた釧路気象台の敷地内に建てられてた平屋の建物である。建築年は1960年代であり、30年ほど前に建てられたかなり古い建物である。釧路沖地震では外壁などに大きな亀裂が生じるなどかなりの被害を生じた。

・サイトT：モデルハウス（写真8.2.4）

釧路におけるもっとも新しい住宅地の1つである文苑に建設されたばかりの2階建住宅で、高い耐震性を売り物として建設されたものである。文苑は釧路沖地震の際に液状化の発生が伝えられた美原や芦野地区の西隣に位置し、周辺地区と同様に湿地帯を埋め立てて造成された住宅地である。

・サイトU：建設中の住宅（写真8.2.5）

Bと同じ文苑に建設中の2階建住宅で、ほぼBのモデルハウスと同様の形状をしている。

計測時点では軸組および外壁の下地が完成した状態であった。

・サイトV：M邸（写真8.2.6）

昭和52年に建築され、3年前に一部増築された2階建住宅である。地盤崩壊によって多くの建物が被害を受けた地点（緑ヶ岡6丁目）のすぐ近傍に位置する。この地域は洪積台地の東の縁端部であり、緩やかな斜面状の地形をなしている。釧路沖地震では、この建物には大きな被害はなかったものの、周辺の地盤は大きな変状を引き起こし大きな被害が発生した住家も多かった。

・サイトW：U邸（写真8.2.7）

比較的硬い地盤上に位置する桜ヶ岡5丁目に建てられた2階建住宅で、建築年は昭和51年である。釧路沖地震では周辺一帯を含め、構造的被害は軽微であった。

8.2.5 RC造学校建物の振動特性

1) 防災研グループによる微動計測

8.2.3項に記した方針に従って、湖畔小学校、城山小学校、武佐小学校に関して各計測点の速度記録のフーリエスペクトルおよび計測点間の伝達関数を求めた。図8.2.2～図8.2.4には各学校の桁行（長辺）方向および梁間（短辺）方向の振動に関して、上段より地表面（GL）・1階床（1F）・最上階床（3F）のフーリエスペクトル、地表面と1階床（1F/GL）・1階床と最上階床（3F/1F）の伝達関数を示す。また、表8.2.1には、これらの図より読みとった地盤の卓越振動数、建物の固有振動数、地盤－建物連成系の卓越振動数をまとめた。以下にこれらの図表より読みとれる振動特性について記す。

a) 地表面のスペクトル

湖畔小学校と城山小学校は双方とも標高30m程度の洪積台地上に位置する。しかし、湖畔小では表層は4m程度のやや柔らかい地盤の下は強固な地盤が続くのに対し、城山小では15m以深までN値10～20程度のやや柔らかい層が続く。武佐小はこの台地の下の旧湿地帯を埋め立てた地盤上に建っており、15m以深までN値1から10程度のかなり柔らかい地盤が続く。地盤の卓越振動数を地表のフーリエスペクトルより読みとると湖畔小で6.7Hz程度、城山小で3.2Hzと17.8Hz、武佐小で1.8Hzとなった。城山小では他の2地点と比べると微動レベルが極めて低く、また付近に機器等があり計測が困難であった。しかし、他の振動数の関係から総合的に判断すると、地盤の1次の卓越振動数は3.2Hzであると考えられる。このように考えると、3校の卓越振動数の大小関係は、上述の表層地盤の柔らかさの程度と一致する傾向を示していることがわかる。

b) 1階に対する最上階の伝達関数

建物の固有振動数は1階に対する最上階の伝達関数のピークより求められる。武佐小の梁間方向が9.1Hzとやや小さかったが、それ以外は12Hz～17Hz程度のほぼ同程度の値を示している。伝達関数のピークの値は3つの学校とも3～4程度の値を示した。また、桁行方向と梁間方向との比較では、城山小で梁間方向の方が高く、また、武佐小、湖畔小では桁行方向が高いなど、明らかな傾向は見られなかった。

c) 建物最上階のスペクトル

各学校の各方向共に、最上階のスペクトルにはかなり明瞭なピークが見られた。ピークは建物のサイトにより差があり、湖畔小では4Hz付近に鋭いピークを持つのに対し、城山小では8～9Hzにピークを持っている。この卓越振動数は建物-地盤連成系の卓越振動数に相当するものと考えられる。また、武佐小ではピークが複数あるが、その他の卓越振動数(建物単独、地盤など)を考慮しながら総合的に判断すると連成系の卓越振動数は6～9Hzと推測される。湖畔小の4Hzについては、振動の性状から判断して、ロッキングの振動数と考えた方が良くかもしれない。いずれの場合も表層近傍の地盤の軟弱さと基礎構造との関係によるものと考えられる。また、連成系の卓越振動数は、湖畔小を除いて、地盤の卓越振動数と建物の固有振動数の中間の値を示している。

d) 被害との関連

上記の振動性状と被害の関連については以下のように考えられよう。

釧路沖地震における工学的基盤面レベルでの地震動の卓越振動数は4Hz程度と考えられるが、武佐小では地盤の卓越振動数がそれよりもかなり低く、地表動があまり増幅されなかった。また、建物・連成系とも振動数は高く応答は増幅されにくい関係にあった。そのために地盤変状のみが生じ構造物の被害が少なかった。また、城山小では地表動の増幅はやや大きかったかもしれないが、構造物関連の振動数がともに地表動の卓越振動数よりも高いため応答が増幅されにくく、また、表層地盤の塑性化により地表動の振動数は低下する方向にあり、応答が進行する要素がなかったため、被害が小さかったものと考えられる。一方、湖畔小では表層地盤の卓越振動数が塑性化の進行により基盤動と共振しやすい関係にあったこと、また、その振動数が連成系の振動数とほぼ一致し、建物応答が増大したことにより被害が大きくなったものと考えられる。以上の考察は微動計測結果すなわち微小な振幅レベルでの性状をもとにしたものである。被害の程度の差には、地盤や構造物の塑性化の影響など、より大きな応答レベルでの問題も影響していよう。しかしながら、揺れはじめの振動数相互の関連はその後の応答に大きな影響を及ぼすことは明らかであり、このような考察を行うことは非常に有意義なことであるものと考えられる。

2) 調査グループによる計測結果

ここでは、合同調査のグループ全体の計測結果およびこれに関して筆者らを含めたワーキンググループで行われた考察の概要についてまとめる²⁾。

a) 地盤の卓越振動数と地盤構造

表8.2.2には計測地点の地盤構造と微動計測による地盤の卓越振動数を示す。各表中、最上段が計測による卓越振動数で、以下、a: N値が10以下となる深さ、b: N値が40以上となる深さ、c: 沖積層基底深さ、およびN値40以下の層の平均N値を示している。また、各サイトの位置は図8.2.1を参照されたい。

卓越振動数は沖積低地では0.8から1.8Hz程度の地点が多い。一方、洪積台地では3Hzより10Hz程度までばらついているが、いずれも沖積値よりは高い数値を示している。これらの結果はこれまでに釧路市域で行われた計測の記録^{3) 4)}とも良く対応している。また、沖積値では、沖積層の基底までの深さが振動数に大きく影響していることがわかる。洪積台地においてもN値が40以上になる深さが浅いと振動数も高くなる傾向を示している。

b) 地盤および連成系の卓越振動数の関係

図8.2.5(a)には地盤の卓越振動数と連成系の卓越振動数との関係を示す。図中、点線で囲ったものは洪積台地上の建物の結果である。連成系の卓越振動数は各構造物で2Hzから10Hzの間にばらついている。ただし、これと地盤の卓越振動数との関係を見ると、地盤に対する連成系の振動数比rはある程度以上の厚さの沖積層上では2以上を示すものが多いのに対し、洪積台地上では0.5から2.0の間の値を示し明らかにサイトによる傾向の差が表れている。特に、大きな被害の生じた釧路工業高校の建物(P)の振動数比は0.5程度と非常に低い値であった。

c) 地盤の卓越振動数と建物の固有振動数との関係

図8.2.5(b)には地盤の卓越振動数と建物の固有振動数との関係を示す。建物の固有振動数は12～13Hzを中心にばらついているが、それほど大きな差は生じていない。ただし、釧路工業高校の建物の振動数は5Hz程度と、他のものに比べると低かった。桁行と梁間方向の振動数の差については、ほとんどの建物で大きな差は見られなかった。建物の固有振動数と地盤の卓越振動数との関係でも、振動数比は沖積地では4から10の値を示すのに対し、洪積台地上では1から4程度である。釧路工業は0.5という低い値となった。

d) 建物の固有振動数と連成系の卓越振動数との関係

図8.2.5(c)には建物の固有振動数と連成系の卓越振動数との関係を示す。建物の固有振動数と連成系の卓越振動数の関係を見ると、すべての建物で連成系の振動数がかなり低くなった。すなわち、もし連成系の振動数で振動したとしても、構造物自身はほとんど応答せず剛体として振る舞うことを意味する。この関係も上記2つの関係と同様の傾向を示し、連成系に対する建物の振動数比は沖積低地では2から4、洪積台地では1.5から2と明らかな差が生じた。

e) 建物への入力の高減

実際の建物への有効入力を厳密に評価することは困難であるので、ここでは、地盤と1階床の伝達関数を用いて建物への入力の高減効果を便宜的に評価する。具体的には、伝達関数における応答倍率が0.5となる振動数を指標として評価することとした。図8.2.6(a)、(b)にはこの振動数と連成系の卓越振動数および建物の固有振動数との関係を示す。

連成系との関係では、洪積台地では振動数比は0.5から1程度、沖積低地では0.5から3程度となった。振動数比が大きくなる(振動数が離れる)ほど入力の高減が生じやすいことは明らかであり、この結果からは連成系の振動数域でも沖積低地の一部の建物では入力が高減されることがわかる。一方、建物の固有振動数との関係では、ほとんどの場合で振動数比が1以上となっており、この振動数域ではほぼすべての建物で入力の高減が起きているものと考えられる。また、この関係でも沖積低地の方が振動数比が高くなる傾向を示し、入力高減の効果も大きくなっていることがわかる。

f) 計測結果と被害程度との関連

地盤と構造物・連成系の振動数の関係より、基本的には地盤の卓越振動数と連成系あるいは構造物の振動数は離れており共振しにくい関係にあること、建物の固有振動数と連成系の卓越振動数との関係も同様であり連成系の振動数では構造物自身はほとんど応答せず剛体として振る舞うこと、などが明らかになった。また、沖積低地では振動数相互の関係はかなり離れており、釧路沖地震において沖積地では特に被害が小さかったことと対応する。一方、洪積台地では沖積低地よりは振動数が接近する傾向を示した。すなわち、洪積台地上では振動数の関係が近いため共振しやすく、また応答も増大する傾向にある。とくに、釧路工業高校や湖畔小学校など、地盤に対する振動数比が1以下の建物では地盤の塑性化に伴って地盤の卓越振動数が低下し、ますます共振しやすくなる状況が生じることとなる。実際に釧路沖地震では、沖積低地よりは洪積台地上での被害が大きく、また、同じ洪積台地上でも釧路工業や湖畔小に被害が多かった。

入力の高減に関しても、建物の固有振動数の領域では有効に働いており、応答の高減に効果的であった。また、これらの関係も沖積低地の方がより有利な状況にあった。

上記の考察より、上述の動的な相互作用(卓越振動数・固有振動数の関係、入力の高減)によって実際の被害程度(応答の程度)のかなりの部分を説明できることが明らかとなった。

8.2.6 木造建物の振動特性

1) 木造建物の常時微動計測による振動特性

学校校舎の場合と同様に、8.2.4項に記した方針に従って、図8.2.1に記した5つの木造建物に関して速度記録のフーリエスペクトルおよび計測点間の伝達関数を求めた。RC造学校校舎に比べると木造住宅の基礎の全重量に占める割合は非常に小さい。また住宅では地面と1階床との間の剛性は非常に高くほぼ剛と言って良い。そのため、地表面と1階床はほぼ等しい振動性状を示した。そこで、ここでは地表面および小屋組の振動のフーリエスペクトルおよび1階床に対する小屋組の伝達関数に着目することとした。図8.2.7～図8.2.11には各建物毎の長辺方向および短辺方向の振動に関して、上段より地表面(GL)・小屋組(R00F)のフーリエスペクトルおよび1階床と小屋組(R00F/1F)の伝達関数を示す。また、表8.2.4には、これらの図より読みとった地盤の卓越振動数、建物の固有振動数をまとめた。以下にこれらの図表より読みとれる振動特性について記す。

a) 地盤の卓越振動数と地盤特性

気象協会の建物(サイトS)は標高30m程度の洪積台地上に位置する。地表付近には15m程度の深さにN値50以上の硬い地層が存在する。地表の振動のフーリエスペクトルは建物の影響と考えられるピークを除くと4～5Hz付近に明瞭なピークが見られる。M邸(V)は同じ台地の東縁の斜面を造成した地盤に建てられている。スペクトルはやはり明瞭な1つのピークを持ちその値は2～3Hzであった。また、U邸(W)も同じ洪積台地上にあるが、気象台からは南東にかなり離れており、海岸線も近いので表層は5m程度である。微動のレベルは他の地点に比べると非常に小さい。スペクトルはかなりなだらかな形状をしており、そのピークは明確ではないが4～8Hz程度にある。また、それよりも高い振動数においても相対的にかなり大きなパワーを持っている。一方、文苑(T、U)は湿原を埋め立てて造成された地盤である。付近のボーリングデータは得られていないため表層地盤の構成はわからないが、周辺の美原地区のボーリングデータを見ると、地表より10～15m程度はN値20以下の柔らかい地層が続いている。スペクトルは明瞭なピークを持っており、その振動数は2.8～4.2Hzにある。

以上をまとめると、地盤の卓越振動数は表層地盤の構成(特に軟弱さ)に応じて変化しており、相対的に地盤の硬い桜ヶ岡(W)が最も高く、次いで気象台(S)が高い値を示した。洪積台地上と沖積地盤上では明らかな差が見られたが、洪積台地上でも緑ヶ岡の造

成地ではかなり低い値を示し、台地上でも局所的には表層地盤が軟弱な地域が存在することがわかる。逆に湿原地帯であった文苑でもそれほど低い値を示さず、サイトVより高い振動数を示した。サイトWのみはスペクトルはなだらかな性状を示し、高い振動数の成分も相対的に多く持っていた。

b) 建物の固有振動数

建物の固有振動数を1階に対する小屋組の伝達関数のピークより求める。最新の住宅であるモデルハウス(T)では伝達関数は極めて明瞭なピークを持ち、固有振動数は桁行、梁間方向とも7.7Hz程度であった。また、およそ20年前に建てられたM邸(V)、U邸(W)でも固有振動数はそれぞれ6.7~7.5Hz、9~10Hzと、高い値を示した。わが国の一般的な構法による2階建住宅の微動計測による固有振動数は4~6Hzに分布することが明らかになっており⁵⁾、これと比較すると釧路市域の建物は他地域に比べかなり高い固有振動数を持っていることが明らかである。この理由としては屋根が軽いこと、壁の量が多く壁剛性が高いこと(後述)などがあげられる。

文苑で建設中であった建物(U)の伝達関数は、局所的な剛性がまだ十分ではないためいくつかのピークを持っているが、小屋組のスペクトルなどを参照すると固有振動数は4.1~4.5Hzと読みとれる。完成後の建物(T)とはほぼ同様の構法・形状であるためこれと比較すると、固有振動数はおよそ0.5~0.6倍となっている。水平剛性に関する要素で2つの建物での主要な差は外壁の有無であり、上記の固有振動数の差は内外壁の下地・仕上げ材の剛性に関する寄与がかなり大きいことを示唆している。

平屋である気象協会の建物(S)の固有振動数は桁行きで9.5Hz、梁間で7Hzであった。かなり古い建物ではあるが上述の建物とほぼ同等の値を示した。これは平屋であり鉄板屋根であることから、裁荷重量が小さかったためと考えられる。

2) 建物の壁率との振動特性の関係

微動計測で得られた振動特性と実際の建物の耐震性能との関連を調べるため、木造建物の耐震性を規定する唯一の尺度とも言える壁率を各建物について平面図を参照して求めた。壁率とは、耐震壁の壁長さに壁の種類による倍率(壁倍率)をかけたものを各方向毎の壁について合計し、その値を床面積で割ったものである。木造住宅の耐震設計は、このようにして求められた壁率が基準値を満たすかどうかを基本として為される。表8.2.3中にはこのようにして求めた壁率を各方向毎、1・2階毎に示した。また、基本的には壁率の算定は基準法で定められた耐震壁のみについて行われるが、前述の通りその他の壁も地震に対して有効に作用していることが考えられるため、ここでは規定外の壁を含めた壁率も求めかっこ内に記した。

壁率はすべての建物について1階よりも2階の方が大きかった。所用壁率は1階の方が

かなり大きいことを考えあわせると、耐震的には1階の方が弱いことが明らかである。そこで、1階の壁率を見ると、20年近く前に建てられた気象協会(S)およびU邸(W)、M邸(V)は平米あたり20cm以下とかなり小さかった。基準法で定められた壁率の規定値は、平屋で平米あたり11cm、2階建の1階で29cmであり、上記3つの建物はほとんどこの基準を満たしていない。しかしながら、規定外の壁を含めて考えると、壁率は規定値の1.5倍から4倍程度となり、十分な耐震性を持っていると言える。他地域に比べ固有振動数が高いこと、およびこの地域の住宅の構法からすると、この地域の建物は規定外の壁まで含めた壁率で評価する方が良いものと考えられる。新しい建物である文苑のモデルハウス(T)は規定内の壁だけでも十分な壁率を持っており、近年の建物の耐震性の高さを示している。

建物の固有振動数には、壁の剛性以外にも屋根の重量や各階での重量・剛性の分布などが影響するため、壁率との単純な比較はできない。4章で示した手法を用いて前述の壁率より動的モデルを求め、その初期剛性・重量などを用いて各建物の固有振動数を推定し表8.2.4に併せて示した。左の数字は規定内の壁率から求めた振動数、かっこ内は規定外の壁を含んだ壁率より求めた振動数である。

ここでは前述の理由により規定外の壁を含んだ壁率より求めた固有振動数と、計測によって得られた固有振動数の比較を行う。両者の関係を図8.2.12に示す。本モデルは応答の全領域を4折れ線で近似しているため、初期剛性もある程度変形の進んだ領域で設定せざるを得ない(本モデルにおける初期剛性は層間変形角1/500radまでの剛性として定義している)。そのため、微動計測による振動レベルに比べると、大きな変形レベルでの固有振動数を求めていることになり、その振動数は一般的には計測値より小さくなる。しかし、両者の関係はU邸(W: 図中楕円で囲った値)を除いて高い相関を示した。

U邸については、壁率が他の建物より小さいのに対し、計測された固有振動数は逆にかなり高い値を示している。伝達関数を見ると大きなピークは9~10Hzにあるが、このサイトの地表動は前述の通り高い振動数にパワーを持っているため、2次の振動数で振動している可能性がある。試みに1次と2次の固有振動数比が計算と計測で等しいと仮定し、また計測された振動数を2次であるとする、1次の固有振動数は表中の()内の値となる。これを図8.2.4に示すと左の楕円内に移動し、他の建物との関係は調和的なものとなる。

両者の関係はほぼ原点を通る直線で近似され、その傾きは0.5~0.7程度である。すなわち、建物の固有振動数のレベルに関わらず微動観測による卓越振動数と壁率に基づいて算出される本モデルによる固有振動数は一定の関係を持つことがわかる。この関係より、個々の建物の壁率を調査できない場合でも、微動計測による固有振動数を用いて筆者らのモデルの初期剛性をこの関係より求め、これより動的モデルの概略を設定することができるものと考えられる。しかし、精度を上げるためには、より多くの、またより異なった建物

について同様の調査を行い、データを蓄積していくことが必要となろう。

3) 建物各層の剛性の推定

常時微動の計測結果を用いて、この振動レベルにおける建物の層間剛性の推定をすること試みる。

微動計測から振動各次の卓越振動数が明らかになれば、これらと各層の質量を用いて剛性を求めることも可能となる。しかし、2階建ての場合、実際には高次(2次)に振動数に関しては明瞭なピークが見られない場合が多く、無理して2次振動数を決定して剛性を推定しても、推定精度には問題が多い。そこで、ここでは、壁の質が1階と2階で等しいならば壁量(壁率×床面積)の比は剛性の比と考えることができるので、これを用いて固有値解析により剛性を逆算する。具体的な手順としては以下のようになる。

- a) 各階の壁量を求めその比を算出する。
- b) 1階の剛性に初期値を与えれば1・2階の剛性が定まり、各層の質量を用いて固有値解析により建物の1・2次振動数が求められる。
- c) この様にして得られた1次固有振動数が計測値と一致するように1階の剛性を調整する。
- d) 再度b)を繰り返すことにより1・2階の剛性および2次振動数が推定できる。

上記の手順で求めた各建物の推定剛性を表8.2.4中にあわせて示した。平屋の気象協会では剛性は10数t/cm程度、平面的に同規模であるモデルハウスやM邸では1階で20数t/cmから30t/cmの値を示している。U邸ではやや低い値を示している。1階と2階の剛性を比べると、ほぼ同等の値を示しており、2階の面積が小さいことを考えると相対的には2階の方が剛性が高い。建物の平面寸法により剛性も変わり、これらのデータだけでは剛性に関して一般的な考察は出来ないため、他の都市における計測結果を含めて後節で触れることとする。

4) 振動特性と被害との関連

上記の振動性状と被害の関連については以下のように考えられる。

釧路沖地震における工学的基盤面レベルでの地震動の卓越振動数は4Hz程度と考えられるが、気象協会(S)では地盤の卓越振動数はほぼ等しく、入力地震動は他の地区より増幅され大きな加速度がかかった。加えて建物が古く簡易な構造であったため、接合部など構造細部に弱点があり、壁を中心に被害が発生した。しかし、平屋で屋根が軽いこと、壁がある程度入っていたことなどにより大きな被害が出るにはいたらなかった。

文苑(T)では地盤の卓越振動数がそれよりも低く地表動があまり増幅されなかった。また、建物の耐震性が高かったことにくわえ、建物の固有振動数が高かったため応答は増幅されにくい関係にあった。この建物は実際には釧路沖地震の際には存在しなかったが、周辺の美原・芦野地区でも被害が小さかったことの説明にもなるものと考えられる。

M邸(V)でも表層地盤はかなり軟弱であり、基本的にはBと同様に振動による構造被害は発生しにくい関係にあったものと考えられる。しかし、周辺の洪積地盤では地震動の増幅がかなりあったものと考えられ、その上にある軟弱層が変状を引き起こし地盤に係わる被害が発生したものと考えられる。

U邸(W)では軟弱地盤が薄く、卓越振動数も高く、基本的には表層地震動は増幅される関係にあったものと考えられる。しかしながら、実際の構造的被害は小さかった。その理由の1つとして地盤の卓越振動数が建物の固有振動数よりかなり高かったため、建物が共振しなかったことが考えられる。特にU邸ではやや建物が柔らかかったために、地盤の卓越振動数が2次振動に近かったことも考えられる。2次振動で揺れた場合、1次振動より増幅度は小さく、また2次の振動モードでは1次よりも層間変形が小さくなるため、被害は発生しにくいものと考えられる。このように考えると、前述したU邸における微動計測による振動特性と壁率関係とも調和的となる。

8.3 微動観測による京都市域・八戸市域における木造建物の振動特性

実在する木造建物の耐震性能を評価するため、主に京都市域に建つ木造建物を対象として実大破壊実験が行われた⁹⁾。また、建物の振動特性と破壊実験の結果の関連、破壊前後における振動特性の変化などを明らかにするため、この実験の前後に常時微動計測が行われた。本節では、この微動計測によって得られた結果について前節と同様にまとめることとする。

一方、1994年12月に発生した三陸はるか沖地震により八戸市では木造建物に被害が発生した。筆者を含む調査グループは、八戸市の木造建物を対象に、微動観測を行うと共に、被害の程度、木造建物の工法、周辺地盤の状況に関する資料を収集した。本節では、釧路市域・京都市域と同様の形で、微動計測の結果についてまとめる。

最後に、この様にして得られた3つの都市における木造建物の計測結果を総合して比較検討し、微動観測結果から建物の動特性を推定する可能性について触れることとする。

8.3.1 京都市域における微動計測

1) 対象建物の概要

対象とした建物は京都市域における4棟である。建物の概要について、以下にまとめる。すべての建物で屋根は瓦葺きの重い屋根であった。表8.3.1には建物面積、建物重量と共に、8.2節で示した規定外の壁まで含めた壁率を桁行・梁間の両方向について示した。

a) S邸 (サイトK1)

京都盆地の北部の鴨川・高野川の合流地付近(京都市左京区)に建つ2階建て住宅で、昭和初年(1930年代)に建設された。築後60年以上経過しており本章で対象とした建物の中では一番古い建物である。在来軸組工法であるが、建築基準法施行前に建てられた物であり、壁はすべて土塗り壁(貫3段、竹小舞下地)で筋かいが入っていない。そのため、壁率としては1階で 20cm/m^2 以下となり、現基準による壁率の基準値を大幅に下回っている。また、2階についても梁間方向では基準を満たしていない。

b) T U邸 (サイトK2)

S邸のすぐ西側に建つ建物で、S邸同様に昭和初年に建てられた。工法も全く同じである。壁率はS邸よりもさらに小さく、基準値の2～3分の1程度である。

c) T A邸 (サイトK3)

山科盆地の北部に建つ2階建て建物で、昭和30年代後半に建てられものである。基準法施行以後に建てられたものであり、壁には筋かいが入っている。また、外壁はラスモルタルで、壁倍率は上記2棟よりはかなり高いものと考えられる。1階の壁率は桁行で 86cm/m^2 、梁間で 84cm/m^2 と非常に大きい。しかし、床面積が大きく、かつ、桁行方向に細長い建物であるため、微動レベルの振動で上記の壁がすべてきくかどうかは疑わしい。

d) H架構 (サイトK4)

載荷実験のために京都市南区西部に作られた架構で、2間×2間の平面形状をした2階建て架構である。軸組のみで壁は入っていない。2構面のうち、1面は2つ割り筋かいを耐震性の高い接合金物を用いて組み立てたもので、他の一面は古い工法の例として貫を3段に取り付けている。

2) 微動計測の方法

釧路における計測と同様に、Pickはサーボ型速度計を用いて5分もしくは7分間の計測を行った。時間刻みは 0.01sec とした。T U邸を除いて実験前と実験後に計測を行った。

基本的な計測方法としては、地面上、2階床、小屋梁上の3点、もしくはこれに2階床を加えた4点で同時計測を行った。計測方向は水平2方向と上下方向(一部のみ)とした。また、S邸とT U邸ではねじれ振動の特性を調べるために、Pickの位置を変えた計測も行った。計測の概要を表8.3.2に示す。

3) データの処理方法

データの処理は以下の手順で行った。

a) 振動の安定した1024step(10.24sec)の区間を20区間選んでフーリエスペクトルを求める。

b) a)で求めた20個のフーリエスペクトルを周波数領域で平均し、アベレーシングをする。

c) パルツェンウィンドウ(0.5Hz)を数回かけスムージングを行う。

d) 得られたスペクトルおよびスペクトル比から卓越するピークを抜き出し、そのピークがどの振動モードに対応するものかを同定する。

4) 計測結果

釧路の場合と同様に、地表面および小屋組の振動のフーリエスペクトルおよび1階床に対する小屋組の伝達関数に着目する。図8.3.1には各サイトの地面上でのフーリエ振幅スペクトルを示す。また、図8.3.2～図8.3.5には各建物毎の桁行方向および梁間方向の振動に関して、小屋組(RF)のフーリエスペクトルおよび1階床と小屋組(RF/1F)もしくは地面上と小屋組(RF/GL)の伝達関数を示す。また、表8.3.3には、これらの図より読みとった地盤の卓越振動数、建物の固有振動数をまとめた。以下にこれらの図表をもとに、木造建物の振動特性について記す。

a) 地盤の卓越振動数と地盤特性

S邸、T邸(サイトK1, K2)は京都盆地の北部、鴨川と高野川が合流する地点のやや東に位置する。ボーリングデータを見ると、付近の地盤は良く締まった砂や砂礫から成り、表層地盤は硬い部類に属するものと考えられる。図8.3.1では11-12Hzにピークを持っており、前述の釧路の各地点よりはかなり高い卓越振動数を持っている。一方、H架構(サイトK4)はJ R西大路駅のやや西に位置し、付近の地盤はサイトK1よりはやや柔らかいものと考えられる。微動のピークは5-6Hzと13Hz付近にある。サイトK3は京都市東部の山科盆地北部にある。3Hz付近に際立ったピークがあり、その他には10数Hzにピークが見える。付近には山地が迫っており、表層地盤の全般的には硬いものと考えられるので、3Hzのピークは付近の局所的な地盤の影響を表している可能性がある。

3カ所の比較のみであり、厳密な議論は出来ないが、ボーリングデータなどによる表層地盤の特性と微動計測による地盤の卓越振動数の傾向は良く一致していると考えられる。

b) 建物の固有振動数

昭和初年に建てられたS I邸およびT U邸では地表面に対する小屋組の振動のスペクトル比は明瞭なピークを持っている。実験前の計測では、梁間方向のスペクトルは両者とも等しく2.5Hzにピークを持っている。また、桁行方向では梁間方向よりは振動数は高くなり、S I邸で4.5Hz、T U邸で3.1Hzを示している。前述のように、わが国の近年の一般的な構法による2階建住宅の微動計測による固有振動数は4～6Hzに分布するので⁵⁾、これと

比べると両者ともかなり低い固有振動数を持っていることがわかる。上下方向の振動数はおよそ10-11Hzを示し、桁行方向の振動数の3倍程度であった。

S I 邸の破壊実験は、小屋組部分（2階上部）をクレーンを用いて水平に桁行方向に引っ張ることにより進められた。最大層間変位は2階でおよそ20cm、1階で9cmで、最大荷重時前後で2階の壁を中心に破壊が生じた。この様な破壊を生じた後の微動観測の結果を見ると、桁行方向（載荷方向）で卓越振動数は3.6Hzで、実験前の80%の値となっている。梁間方向は2.1Hz（実験前の85%）を示しており、桁行方向ほどではないにしろ、直交方向の変形の影響を受け剛性が低下していることがわかる。上下方向は大きな変化は見られなかった。

昭和30年代後半に建てられたT A 邸でも、スペクトルのピークは明瞭に見られ、桁行方向で4.8Hz、梁間方向で4.1Hz程度であった。S I 邸、T U 邸と比べると、T A 邸はかなり後に建てられたものであり、壁の量が多いことや壁に筋かいが入っていることなどから全体的に剛性は高く、卓越振動数も高くなっている。しかし、前節の釧路市域の建物の振動数と比べると卓越振動数はかなり低い。

実験は梁間方向に2階上部を引っ張ることにより行われた。クレーンの能力の関係で、最大層間変形は1階で6cm程度、2階で10cm程度にとどまった。最大荷重の直前より壁にクラックが入り始め、壁の破壊が進むと共に、隅角部の柱が折損し、荷重が低下した。実験後の微動のピークを見ると、梁間方向で3.4Hzを示しており、実験前の83%程度となっている。また、桁行方向についても4Hz程度と実験前と比べると83%となっている。なお、実験後に見られる5.2Hzのピークはねじれ振動によるものと考えられる。S I 邸とT A 邸では共に実験後では振動数は実験前に比べ同程度低下しており、層間変形が10cmから20cm程度となって壁がある程度破壊した段階では、振動数にして80%、層間剛性にして65%程度の低下が生じることが明らかとなった。

サイトK4のH架構ではピークは載荷（NS）方向で2.6Hz、直交（EW）方向でもほぼ等しく2.9Hzであった。壁がないため剛性が小さく、実験による最大層間変位は、貫工法による構面で1・2階とも40cm程度、筋かいを用いた構面で1・2階とも30cm程度となった。最大荷重直前で2階の圧縮筋かいが破損し、最大荷重時に引っ張り筋かいが接合部からはずれた。実験後のピークは、載荷方向で2.1Hzとなり実験前の81%となった。直交方向ではピークは2.8Hzと、実験前に比べほとんど変化がなかった。軸組のみの架構であったため、載荷による破壊の影響が直交方向まで及ばなかったためと考えられる。

5) 建物の壁率との振動特性の関係

微動計測で得られた振動特性と実際の建物の耐震性能との関連を調べるため、前節と同様の考え方により規定外の壁まで含んだ壁率を各建物について平面図を参照して求めた。表8.3.1中にはこのようにして求めた壁率を各方向毎、1・2階毎に示した。

2階の壁率はすべての建物について1階とほぼ等しいか大きかった。所用壁率は1階の方がかなり大きいことを考えあわせると、京都における対象建物に関しても、耐震的には1階の方が弱いことが明らかである。そこで、1階の壁率を見ると、昭和初年に建てられたS I 邸やT U 邸では平米あたり10~20cm程度とかなり小さかった。基準法で定められた壁率の規定値は、重い屋根の場合、2階建の1階で33cmであり、上記2つの建物はその半分以下の値しか持っていない。一方、T A 邸は基準値の2倍以上の壁率を持っており、壁率の上からは十分な耐震性を有していると考えられる。

微動計測結果と上記の壁率などの建物特性の関連を調べる必要があるが、建物の固有振動数には壁の剛性以外に屋根の重量や各階での重量・剛性の分布などが影響するため、壁率との単純な比較はできない。そこで、8.2節と同様に前述の壁率より求められる動的モデルの初期剛性・重量などを用いてH架構を除く3つの建物の1次固有振動数を推定し、表8.3.3の（）内に示した。S I 邸、T U 邸については釧路の場合と同様、推定結果は計測値よりもかなり低くなった。しかし、T A 邸については計測値よりも高い値を示している。この関係については後に述べる八戸市域における計測結果も併せて8.3.3項で考察を行う。

8.3.2 八戸市域における微動計測

1) 対象建物の概要

対象とした建物は三陸はるか沖地震で被害を受けた八戸市域におけるサイトH1からH13に建つ13棟である。図8.3.6に対象とした建物の位置を八戸市の地質分布と共に示す。

八戸は馬淵川と新井田川の沖積低地およびその周辺の低位・高位の2段の河岸段丘上に発展した都市である。また、市東部の白銀・鮫地区は段丘面が海岸付近まで迫っている。図中には併せて三陸はるか沖地震により全壊・半壊となった木造建物の分布を示す。この地震による被害の詳細は後述するが、図を見ると木造建物の被害は沖積地と段丘面の境界よりやや段丘よりに多く発生していることがわかる。沖積低地では大きな被害はほとんど発生しなかった。また、白銀地区の全壊・半壊建物は本震ではなく、最大余震により被害を受けたものである。

建物の選定に当たっては、上記のような地震による被害の有無・地盤条件および建物の工法・新旧などに関して、いろいろな組み合わせになるように配慮した。ここでは、その内の非常に不整形な建物やアパートの一部を計測した場合を除き、9棟について分析を行う。表8.3.4には対象建物の建物面積、建物重量、および8.2、8.3節で示した規定外の壁まで含めた壁率を桁行・梁間の両方向について示した。建物の概要について、以下にまとめる。なお、屋根はすべての建物でカラー鉄板などの軽い屋根であった。

a) M I 邸（サイトH1）

1989年に建てられた2階建て専用住宅で、はるか沖地震で若干被害が多かった大館地区の旭ヶ丘に建つ。付近は河岸段丘上の丘陵地である。この建物の地震による被害は軽微であった。

b) S A 邸 (サイトH2)

1987年に建てられた2階建て住宅で、1・2階ともほぼ同じ形状をしている。沖積低地上の小中野地区にあり地震による被害は皆無であった。

c) S B 邸 (サイトH3)

市北部の白銀地区に建つ1968年以前に建てられた古い木造住宅である。2階建てであるが2階の面積・階高共には非常に小さく特殊な形状を持つ。付近は最大余震により大きな被害を受けており、この建物も中破であった。特に、地盤の変状により床下部分に大きな被害を生じていた。

d) S I 邸 (サイトH5)

白銀地区よりやや内陸に入った丘陵地(白銀台)に建つ2階建て住宅であり、1977年の建築である。この建物も地震により中破程度の被害を蒙っている。

e) K 邸 (サイトH6)

吹上地区の丘陵地(中居林)に建つ2階建て住宅で、1989年に建てられた新しい住宅である。地盤変状により床組部に大きな被害を受けた。

f) Y 邸 (サイトH7)

K邸のすぐ隣に建つ1990年築の新しい建物である。1・2階とも同じ面積を持つ。地震による被害は軽微であった。

g) O 邸 (サイトH8)

沖積低地である柏崎地区に建つ2階建て店舗併用住宅である。1974年の建築である。地震によるこの地区の被害は軽微であったが、この建物はやや被害が大きく小破であった。

h) M A 邸 (サイトH9)

1966年に建てられた比較的古い2階建て住宅である。低位段丘上の根城地区にあり、被害は小破であった。

i) A 邸 (サイトH12)

新井田川流域の沖積低地に建つ2階建て住宅で、1989年に建てられている。地震による被害は無かった。

2) 計測方法およびデータ処理方法

これまでの計測と同様のシステムを用いて、7分間の計測を行った。時間刻みは0.01secとした。基本的な計測方法としては、地面上、1階床、2階床、小屋梁上の4点における同時計測とし、計測方向は桁行、梁間方向毎に計測を行った。ただし、ピック不調のため、サイトH1からH6までは1階床を除いて3点で計測を行った。また、サイトH7では地面

上のピックが不調となり計測不能となった。

データの処理は京都における計測と全く同様の手法で行った。

3) 計測結果

釧路・京都の場合と同様に、地表面および小屋組の振動のフーリエスペクトルおよび1階床に対する小屋組の伝達関数に着目する。図8.3.7には各サイトの地面上でのフーリエ振幅スペクトルを示す。また、図8.3.8～図8.3.16には各建物毎の桁行方向および梁間方向の振動に関して、小屋組(RF)のフーリエスペクトルおよび地面上と小屋組(RF/GL)の伝達関数を示す。また、表8.3.5には、これらの図より読みとった地盤の卓越振動数、建物の固有振動数をまとめた。以下にこれらの図表をもとに、木造建物の振動特性について記す。

a) 地盤の卓越振動数と地盤特性

サイトH2、H8、H12は沖積低地上の地点であるが、スペクトルでは1.8Hzから3.0Hzに顕著なピークが見られ、高い振動数のパワーはあまり大きくない。一方、海岸付近の表層地盤の薄い白銀地区(サイトH3、H5)ではピークは3.7-4.8Hzとかなり高くなり沖積低地とは顕著な差が生じている。また、ある程度高い振動数にも高さが半分程度のピークが見られる。その他の河岸段丘上の地点では上記の中間の値をとり、どの地点もほぼ3Hz台のピーク振動数を持っている。ボーリングデータによると、サイトH12の付近では表層の軟弱層が30m程度、サイトH8では20m程度である。一方、白銀地区では表層はごく薄く数m程度である。今後、詳細な検討が必要であるが、ボーリングデータなどによる表層地盤の特性と微動計測による地盤の卓越振動数の傾向は良く一致しているものと考えられる。

b) 建物の固有振動数

M I 邸では桁行方向で6-7Hz、梁間方向で5Hzの卓越振動数が得られた。桁行方向に長い建物であり、壁が桁行には多く入っていたのでこの様な差が生じたものと考えられる。S A 邸は新しい建物で、卓越振動数は6.7-8.5Hzとなり、両方向の平均としては対象建物の中では一番高い振動数を持っている。一方、S B 邸は上述のように2階部分が非常に小さく、平屋に近い構造であるため、かなり古く壁も少ない建物ながら固有振動数は桁行で8.5Hz、梁間で6.5Hzと高い値となった。S I 邸もやや古い建物で振動数は6-7Hzを示した。

K邸は新しい建物であるが、地盤変状により基礎部分および1階壁に大きな損傷が見られ、固有振動数としては4.7-5.6Hzと、やや低い振動数を示している。Y邸も同時期に建てられているが被害はほとんど受けておらず、振動数は5.8Hz程度であった。また、ほぼ正方形の平面を持っているため両方向の振動数はほぼ等しかった。

O邸は1階部分が店舗・事務所であり開口部が大きいため、ねじれ振動が発生しやすく、スペクトルは他の建物とは異なり多くのピークを持っている。このうち、1次の並進振動

数と考えられるのは桁行で4.5Hz、梁間で6.8Hzと、特に桁行方向で低い振動数となり、壁の少ない影響が出ている。MA邸、A邸共に明瞭な1つのピークを持ち、桁行では両者6Hz程度、梁間ではそれぞれ5.2、7Hzの振動数を持っている。

全般的には、八戸の対象建物は京都の古い建物の振動数よりは高く、壁量の多い釧路よりはやや低い振動数を持っているように見て取れる。また、桁行と梁間の方向による振動数の系統的な差は見られなかった。

4) 建物の壁率と振動特性の関係

微動計測で得られた振動特性と実際の建物の耐震性能との関連を調べるため、釧路と同様の考え方により規定内の壁のみ考慮した壁率および規定外の壁まで含んだ壁率を各建物について平面図を参照して求めた。表8.3.4中にはこのようにして求めた壁率を各方向毎、1・2階毎に示した。

2階の壁率は1階とほぼ等しいかやや小さく、所用壁率（重い屋根の場合、2階建ての1階で33cm/m²、2階で21cm/m²）との比は全般的には1階と2階でほぼ等しい。京都・釧路では2階の方が壁量の比は大きく、これと比べると、1・2階の耐震性のバランスは良いように思われる。

規定内の壁より求めた壁率を見ると、新しい建物（MI、SA、K、Y、A邸）は所用壁率をほぼ満たしているレベルにあるが、その他の古い建物ではかなり下回っている建物が多い。しかし、規定外まで含んだ壁率で比較すると、ほぼすべての建物で1階・2階とも規定値を満たしていた。1階の床面積は66m²から137m²まで大きな差が見られるが、規定外壁まで含んだ壁率は、古い建物がやや小さいものの、50～70cm/m²の範囲に収まっている。また、固有振動数の場合と同様、壁率の場合も方向による系統的な違いは見られなかった。

微動計測結果と上記の壁率などの建物特性の関連については、8.2節と同様に前述の壁率より求められる動的モデルの初期剛性・重量などを用いて特殊な構造であるSB邸を除いて8つの建物の1次固有振動数を推定した。表8.3.5の1次固有振動数の欄にあわせて示した。これまでの場合と同様、推定結果は計測値よりもかなり低くなった。これら関係については3つの都市の結果を併せて8.3.3項で考察を行う。

5) 地盤・建物の振動特性と被害との関係

ここでは、これまでにまとめた微動計測による表層地盤・建物の振動特性と三陸はるか沖地震による被害の関係について考察する。

八戸測候所で観測されたこの地震の加速度記録およびスペクトルを見ると、4Hzあたりをピークに高い振動数でのパワーが大きかったため、卓越振動数が2-3Hzの沖積低地では地震動は増幅されにくかったと考えられる。沖積低地に建つSA邸(H2)やA邸(H12)ではこれに

加えて壁が十分に入っていたために被害が発生しなかった。しかし、同じ沖積低地に建つO邸(H8)では、壁の偏在などでねじれ振動が発生しやすいこと、桁行方向の固有振動数がやや低く地盤の卓越振動数に近かったことなどの理由により、若干の被害が発生したものと考えられる。一方、段丘上の地点では、地盤の卓越振動数がやや高かったこともあり、沖積低地よりは地盤は共振しやすかった。そのため、表層地震動も大きくなり、段丘上に建つ建物（MI、K、Y、MA邸）では軽微な被害が発生したものと考えられる。しかしながら、壁量はかなり大きかったため、大きな被害には至らなかったものと考えられる。

1月7日の最大余震では、卓越振動数は本震よりもさらに高かったことが言われている。そのため、対象地域では最も地盤の卓越振動数が高い白銀地区（H3、H5）のみで表層地盤の共振・増幅作用が大きかったことが考えられる。また、ここに建つ2棟（SB、SI邸）がやや壁が少なかったため、やや大きな被害（中破）が発生したことが推測される。

以上のように、微動計測によって得られた地盤・建物の卓越振動数および建物の壁率などをもとに、三陸はるか沖地震による被害の傾向の概略を説明することが出来た。釧路沖地震についても同様に説明できることが上述のように明らかであり、この点からも微動計測結果の有用性が示されたものと考えられる。

8.3.3 釧路・京都・八戸における計測結果の比較

本項では、これまでにまとめた釧路・京都・八戸における木造建物の微動計測結果を比較すると共に、計測結果から建物の動特性を推定する可能性について検討を行う。

1) 計測振動数と壁率より求められる推定振動数の比較

計測を行った建物のほとんどすべてについて、上述のとおり、壁率をもととする応答解析のモデルを用いて固有値解析により建物の固有振動数を推定した（表8.2.4、表8.3.3、表8.3.5）。図8.3.17には3都市における微動計測値と上記推定値の比較を示す。

横軸の計測値を見ると、釧路市域の建物の振動数が6～10Hzと非常に高いことがわかる。逆に京都における結果では計測値は2～4Hzと低い値となっている。八戸の計測結果はちょうどその中間的な位置を占めているが、4.5Hzから9Hzと非常にばらついている。この結果より、極寒地の建物は壁が厚い、開口部が小さい、屋根が軽いなどの理由で振動数は高いことがわかる。一方、京都の建物のうち2棟は昭和初年、のこり1棟も昭和30年代と古い建物であることから、京都における結果は棟数は少ないものの重い屋根を持った古い建物の例とも考えられる。八戸の建物は釧路ほどには寒さを意識した構造ではなく、壁の工法などは本州以西に共通するものであるため、軽い屋根を持った標準的な木造建物と見ることができよう。屋根が瓦屋根となれば屋根重量が増し、壁率が同じならば固有振動数は低下してやや振動数の低いところにグループが出来る。

この様に見てくると、日本における木造家屋は地域により、建物の工法や建設年代の分布が変化し、建物の固有振動数は大きく変わってくることが明らかである。今後、多くの地域について計測を行いデータを蓄積すれば、より詳細な検討を行うことが出来よう。

次に、計測値と推定値の比較を行う。両者の関係は八戸の1点（1棟1方向）および京都の2点（1棟の2方向）の3点を除くと明瞭な関係を示している。やや傾向のことなる八戸の1点（S A邸）は計測値に比べ推定値がかなり低い、この建物は平面的にも立面的にもほぼ正方形のがっしりした建物であり、フレームの効果や外装材の効果などの壁率だけでは評価できない部分があったことも考えられる。一方、京都の2点（T A邸）では計測値より推定値が上回っている。この建物は1階壁が非常に多くこれをすべて考慮して壁率を算出したため推定値が高くなった。しかし、建物は桁行方向に非常に長い平面形状を持っているため、微動のレベルでは建物全体が一体となって振動しているとは考えにくく、従って振動数の推定に際しては壁率を過大評価している可能性がある。

その他の点では高い相関が見られ、その関係は原点を通る直線で近似できよう。その傾きはおよそ0.5~0.85である。これが1にならないのは、推定の基となる4折れ線のスケルトンカーブが大変形までを対象としたものであり、そのため初期剛性（第1折線）もある程度変形の進んだ領域（1/500radまでの領域）で設定せざるを得ないためである。微動レベルはこの変形域よりはかなり小さく、一方、木造建物はこの間にも剛性が徐々に低下しているため推定値が低めの値となる。しかし、計測値と推定値はほぼ一定の関係になるので、この関係を用いて微動計測結果から建物の壁率あるいは解析に用いるスケルトンカーブを推定することが可能であろう。

2) 建物各層の剛性の比較

振動数の推定と同じ考え方で、計測振動数から直接に建物各層の剛性を推定することも可能である（表8.2.4、表8.3.3、表8.3.5中にあわせて示している）。手法については既に前項で述べた。図8.3.18にはこの推定剛性を1階と2階に分けて示す。横軸には建物各階の床面積を採った。

層の剛性を単純に比較すると京都の剛性が全般的に低いこと、八戸の中には剛性の非常に大きな建物があることなどがわかる。しかし、建物の規模（床面積）が大きく異なるため比較しにくい。そこで各建物の基本的な剛さ（強さ）を表す指標として単位床面積当たりの剛性について考えると、図中では各点と原点を結んだ直線の傾きで示される。この観点から1階の剛性を見ると、釧路では単位床面積あたりでは剛性はどの建物も大きいことがわかる。京都の古い建物はやはり剛性的にも低く、釧路のおよそ2分の1~3分の1程度である。八戸は剛性の高いものでは平米当たり0.6t/cmのものから京都に近い0.15t/cm程度のものまで大きくばらついている。八戸の○で囲んだ点は地震で大きな被害を受けたK邸（サイトH6）で、他の建物と比べると地震の被害により剛性がかなり低下していること

が見て取れる。

2階の平米当たりの剛性を見ると、釧路で0.7t/cm以上と非常に高い値を示している。一方で、八戸ではほぼ1階と同様の剛性の値を示している。この様に、地域によって剛性分布の特性も変わってくることが明らかである。

3) まとめ

微動計測により建物の固有振動数が得られれば、上記に考察に基づき建物の剛性やスケルトンカーブが得られることがわかった。より多くのデータが得られれば、直線の傾きを建物の条件によって分類することが出来るので、条件に応じて傾きを変えることにより推定精度を向上していくことが出来る。

建物の剛性や耐力を知るための唯一の手がかりが壁率であるが、建物の正確な壁率を知るためには壁の種類が明らかにされた平面図が必要となり、実際には多くの困難と労力を伴う。一方、微動観測は上述のように比較的簡単に行うことが出来るので、多くの結果を得ることが出来る。計測結果から建物の動特性を推定する精度を向上することが出来れば、壁率から建物特性を推定する代替手段とすることができ、建物の耐震性評価の上で非常に有用な手法となると考えられる。

8.4 地域特性を考慮した木造建物の耐震性能と地震被害

ここでは、1993年釧路沖地震における釧路市、1993年能登半島沖地震における珠洲市および1994年三陸はるか沖地震における八戸市の木造建物の被害と耐震性について比較・検討する。

8.4.1 各地域における地震被害

1) 釧路市における被害資料と被害特性

釧路市域を12地区に分割し、各地区の被害程度を表8.4.1に示す。被害率は、釧路市の最終統計⁷⁾による各地区の小破以上の被害住宅数を、平成2年の国勢調査に記載された各地区の世帯数と住居の種類・所有関係の資料から推定した戸建住宅数で割った値である。住宅の被害は旧釧路川南東の橋南1、2、春採の各地域に集中しており、釧路市北部（愛国、美原）、西部（鳥取、昭和）の厚い沖積層の地域での中破以上の被害は非常に少ない。次に被害の大きかった旧釧路川以東の洪積台地における被害箇所を図8.4.1に示す。図中には、釧路市内で被害にあった住宅のうち固定資産税減免の対象⁸⁾となった683棟の木造住宅を

対象に、●印は全壊、▲印は半壊、各町丁毎の一部壊の戸数を○の大きさで表している。以下の検討は主としてこの資料に基づいて行う。なお、同図は、この資料に含まれていない全壊、半壊住宅を釧路市の統計⁷⁾から補填してそれぞれ■、▼印で表している。緑ヶ岡2丁目(被害率29%)、住吉1(24)、武佐2(22)、緑ヶ岡5(20)の被害率が高い。特に、全壊・半壊の住宅の大半は、緑ヶ岡、武佐などに集中しており、旧地形と被害の関係が明らかにされている⁹⁾。図8.4.2は被害の多かった緑ヶ岡5、6丁目を対象に住宅地図上に全壊を■印、半壊を□印、一部壊を□印で示している。図中の' '印は傾斜地を表しており、全壊住宅の75%、半壊以上の60%、一部壊以上の50%は斜面崩壊の影響を受けていると推定できる。

以後の項では、上記の683棟の住宅を対象として検討を行う。これらの住宅の9割は2階建て木造専用住宅であり、7割以上が1965年以降に建てられている。

図8.4.3は建物各部位の被害レベル毎の件数を示す。被害レベルは、構造部位毎に釧路市により無被害、損傷、小破、中破、大破の5段階に分類されている。外壁の被害が最も多く、60%以上が中破以上、90%が何らかの被害を受けている。ついで、内壁、開口部の被害が多く、屋根、軒、天井の被害は少ない。また、煙突の大破が顕著であり、敷地に被害のあったのは約半数である。図8.4.4は部位別構造被害の小破以上の比率を地区毎に調べた図である。図中括弧内の数字は各地区の調査対象戸数であり、美原、昭和両地区は調査件数が少ないことを考慮した上で被害の傾向を見ると、外壁、内壁は全ての地区で被害を受け、愛国、鳥取は各部位とも被害が少ない。橋北は敷地、基礎の被害は少ないが、軸組、開口部の被害が他の地区に比して目立ち、振動的被害の可能性がある。上記の各構造部位の被害レベルから総合判定をした結果、橋南1、2と春採地区の被害が大半であり、釧路市全域では、小破(73戸)、中破(383)、大破(175)、崩壊(27)となる。ただし、調査不能の25戸は崩壊したとみなせる。

2) 珠洲市における被害資料と被害特性

珠洲市災害対策本部が1993年能登半島沖地震に関して、市内全世帯に実施した家屋構造と設備の被災状況を把握するためのアンケート調査¹⁰⁾(回答数3011世帯、回収率42.4%:資料1)が行われた。この結果及び、被災建物への見舞金・住宅貸し付けなどに関する公的証明申請書のうち、修復工事費も記載されている罹災証明願(申請数296件、資料2)から、珠洲市各地区の世帯数に対する被災家屋数の比で表した被災率を表8.4.2に示す。2つの調査結果は調和的である。また、資料2に基づく被害分布図を図8.4.5に示す。

珠洲地域の地形を反映して、河口に形成された海岸平野に相当する正院・直・日置・三崎地区の海岸付近と河川沿いの谷底平野に当たる正院の山間地に小規模以上の被害が集中している。ここに、被害ランクは坪当たりの修理単価で1万、5万、10万を境に軽微、小・中・大規模に区分しており、釧路市の判定とは異なる。この地震による倒壊建物は、

土塊の崩落による住宅および神社の本殿・拝殿、老朽化と敷地の液状化による土蔵の4棟のみである。図8.4.6には構造部位別に被害棟数と被災率を示した。基礎や土間の亀裂や沈下、壁材の亀裂・剥離、軸組の傾斜や破損は被災建物の4割程度に発生している。同図(b)は被害の記載状況から地盤変状の有無を判定し、地盤関連および振動関連として被害を区分して示しており、部位別にお互いの占める割合を折れ線で示した。地盤変状が引き金となる場合が半数以上を占め、基礎を破断し、壁材を破壊し、軸組を傾斜させるなど、被害を拡大する傾向にあることが読みとれる。

3) 八戸市における被害資料と被害特性

八戸市では、発震の翌日12月29日から家屋損壊の状況の調査が調査員の目視により進められた。なおその後、被災による固定資産税減免対象の適否判定のため、1993年釧路沖地震後に釧路市が作成したものと同形式の「危険度調査票」を作成し、減免該当建物の詳細調査を行っている。この調査では、敷地と建物構造部位の合わせて9項目について、その被害程度によって「損傷無、小・中・大破、崩壊」を判定し、各ランクの個数分布に応じて総合被害程度「軽微、一部損壊、半壊、全壊」を認定する方式となっている。

図8.4.7には行政区画と被害建物の分布を示す¹¹⁾。また、表8.4.3には、各行政区の世帯数と被害程度別の被災建物数(被災世帯数)および「全壊率」と「被災率」を示した。ここに、全壊率及び被災率は下式によって算出した。

$$\text{全壊率} = (\text{全壊建物数} + \text{半壊建物数} / 2) / \text{全世帯数}$$

$$\text{被災率} = (\text{全壊世帯数} + \text{半壊世帯数} + \text{一部損壊世帯数}) / \text{全世帯数}$$

全壊率は本来建物棟数で除して算定すべきだが、地区別の棟数が不明なので、世帯数を用いた。表8.4.3に基づいて、地区別の全壊・半壊・一部損壊棟数の分布を図8.4.8に示す。

図8.4.8から、全半壊の建物が集中した地域は、市の中心部に位置する吹上、長者、根城と白銀の4地区である。なお、今回の被害の特徴として、本震と余震では被害の集中した地域が異なることが挙げられ、白銀地区での被害には1月7日に発生した最大余震によるものが多数含まれている。根城と白銀は市内でも世帯数が上位に位置する地区であり(白銀は唯一1万世帯を越えている地区)、建物数も多いと思われる。一方、沖積地に広がる小中野や下長地区などは世帯数が多いにも関わらず全半壊は無しか少数、東側海岸寄りの湊・鮫・南浜地区でも全半壊は無し、市部周辺の館・市川地区は半壊少数となっている。

広域的には、建物被害が発生した地域は馬淵川と新井田川の両河川によって形成された用状地と考えられるが、馬淵川流域の下長地区及び新井田川流域の吹上・柏崎・小中野地区の低地帯沖積地には被害が少ない。被害が集中している所は、前述した吹上・長者・根城・三八城の各地区の低位段丘及び低位と高位段丘の境界付近、或いは段丘と沖積地の境

界付近であり、地質・地盤の構成によってこのような被害のコントラストが生じたと思われる。

従来一般には、地震動の卓越周期が長く増幅度も大きくなる厚い沖積地盤ほど、木造被害は大きいと言われてきた。しかし、近年の木造建物は剛性の確保を目指しており、軟弱地盤での共振が抑制された反面、周期帯のやや短い段丘上で共振しやすくなったものと考えられる。このような傾向は釧路沖地震の場合にも認められ、軟弱地盤の湿原地帯で木造被害が少なく、洪積台地上で顕著であった。八戸市では、河川流域の沖積地で少なく、軟い表土層が薄い低位段丘地帯に被害の集中がみられたこと、また地質区分の境界付近に多発したことが、大きな特徴と言える。

8.4.2 釧路市・珠洲市・八戸市における木造建物の構法の比較

木造住宅の構法は気象・地盤などの環境条件により異なり、基礎の施工法や断熱材の種類、開口部の大小などが、建物の耐震性能に影響を及ぼす。ここでは、上記3都市における木造建物の構法を比較してみる。

表8.4.4に比較の結果を示す。これらは、各地の在来木造の建設に関わっている複数の大工棟梁、工務店の工事監理者、確認申請業務担当の市職員からの聞き取り調査の結果と、最近の在来木造住宅設計図書の10ないし20棟の記述内容に基づいて、最も標準的と思われる構法をまとめたものである。

釧路では、冬季の地盤凍結（設計では凍結震度1mと設定されている）に備えて、基礎の立上がりの標準を120cm、他地域の2倍程度としているので、地変への抵抗力を高めている。図8.4.9には釧路、珠洲、京都における標準的な基礎の断面を示す。柱や筋かいの断面も接合部の施工法も標準並だが、通し柱の使用は殆どない。部屋割が細かく要所に筋かいが入っており、X形配置も多用されている。屋根は落雪に配慮して軽い鉄板耳、防寒の一環として外壁はシーリングボード下地の防火サイディング貼、内壁下地には石膏ボードの厚板が使用されている。全体に耐力壁になる壁量が多い。また、著しい軟弱地盤の湿原地帯では、布基礎の下に等間隔に長さ5m位のRC杭打が普及しており、ベタ基礎の打設例もかなりある。

珠洲では、積雪と強い潮風に備えて、屋根は重い和瓦（葺土の使用はない）、外壁は桧や杉材の厚板貼が主流である。続き間の座敷を取る開放的な空間構成で、筋かいを多用しない傾向があるが、殆どの建物の壁体には、この地方伝統の貫が柱間に挿入され、楔留めされている。外壁下地はなく、内壁はラスボードか小舞下地のじゅらく塗が和室では一般的である。貫構法の軸組は柔かなラーメン構造を形成し、筋かいや面材壁の少なさと遍在を補っている。また、河口の堆積平野にある造成地など軟弱な地盤では、布基礎の柱下位置に2m位のRC杭打、或いはフーチング下にコマ型のコンクリートブロックを敷詰める

トップベース工法がかなり使われている。この地域では自宅の建設に投資を惜しまない風潮があり、全体に施工度がよい。

一方、八戸では、標準的な部材断面と施工法を持ち、標準的な建材、例えば外壁は下地なしの防火サイディング貼、内壁下地はやや薄手の石膏ボードなどを使用している。その中で、珠洲に比べると幅は狭いが2つ割筋かいを使い、釧路と同様に寒冷地のため屋根を鉄板葺とする点が特徴で、いずれも耐震性能を高めるのに役立っている。また軟弱地盤では、布基礎の柱列下に長さ3.6m程度の松杭打の例がかなりあり、同じ位の長さのRC杭打の場合もある。

8.4.3 木造建物の壁率分布と被害

釧路市における検討対象である被害を受けた建物683棟の壁量と面積を平面図から求め、外壁と内壁の壁倍率をそれぞれ3、1.5として各階の壁率を求めると、1、2階の長辺、短辺の壁率の分布は図8.4.10のようになる。基準法では軽い屋根の建物を対象とした1階壁率の下限値は29cm/m²、軟弱地盤ではその1.5倍となっている。対象住宅の1階長辺の壁率の平均値は51.9cm/m²、標準偏差は22.4cm/m²であり、基準法の2～3倍となっており、明らかに耐震力は基準法の下限値より相当大きい。

釧路において大きな被害の発生した原因の大半は上述のように敷地周辺の地盤変状であると考えられるため、敷地周辺に地盤変状が見られたデータを除外して、最も壁率の少ない1階長辺方向の壁率と被害件数との関係を、被害レベル毎に図8.4.11に示す。大きな被害の建物数が少なかった（中破以上の住宅数が19件）こと、および、壁率が一定以上のものばかりであることなどから、壁率と被害の間に有意の関係は見られなかった。

以上に求めた壁率の妥当性を検証するために、筋違の断面、内外壁仕上げ材などの記入された詳細な設計図書11棟を釧路市から入手し、軸組の種類、筋違寸法、壁の材質から規定内の壁倍率(R)と規定外の厚みや材質の壁を算入した場合の壁倍率(T)を、能登半島沖地震の被害地珠洲市の場合とともに図8.4.12に示す。図中Pは壁の単位長さ（通常91cm）を表す。釧路市の1階外壁と内壁の平均壁倍率(T)は4.11、2.11であり、上述の3.0、1.5は安全側の評価と言える。なお、珠洲市では3.61、1.74と釧路市より小さい。この壁倍率を用いて、釧路市11棟、珠洲市10棟の1階の壁率の平均値を求めると規定内壁量による壁率は釧路市では、長辺で74.4cm/m²、短辺で69.5cm/m²、規定外の壁も含めると40%程度増す。珠洲市の場合は釧路市より小さいが、上述のように主要壁体には貫工法が採られている。

8.4.4 建物の被害発生原因の比較

ここで対象とした3つの地震による3市の住家（木造が大半を占めている）被害の統計

量、震度と観測地震動の諸元、市勢関連の諸量の比較表を表8.4.5に示す。

釧路での木造被害は、釧路川南東の洪積台地部の地区で、特に近年造成された所に集中し、軟弱地盤の湿原地帯では少なかった。前項までの地域構法や耐震性能指標から分かるように、この地域の建物は壁量が多く剛性が大きく、鉄板葺屋根が軽いため、その微動時の固有周期は0.1秒程度にもなり、台地部の地震動と共振しやすい条件にあったと推定される。この地震では高周波成分が卓越したことも一因であろう。一方湿原地帯では、軟弱な表層の卓越周期が長く、共振を免れるとともに、一般化した杭打やベタ基礎に加えて、地盤凍結に備えた背の高い基礎が堅固に建物を守ったと考えられる。また、壁量の多さが偏心率の大きい建物のねじれ変形を抑えたようにも思われる。

珠洲での木造被害は、河川沿いの谷底平野と河口の海岸平野の堆積地で近年形成された所に集中した。この地域の建物は、筋かいが少なく壁量が小で、瓦葺の屋根が重いため、固有周期がやや長く、軟らかい堆積地の地震動と共振しやすかったのであろう。この地域では、ほとんどの建物に、貫を密にして通すという伝統構法が用いられており、軸組の著しい被害を抑制する効果があったと思われるが、軸粗に若干の塑性変形を残し、建具と柱間に隙間を生じた建物が目立った。

一方、八戸の建物は、釧路に比べると壁量はやや少ないが、同様に鉄板耳の屋根で、その固有周期は短い領域にあると思われる。今回の地震で、低地の沖積地に被害が少なく、段丘地やその縁辺での被害が目立ったのは、このような建物特性と地震動特性との関係によるものと思われる。また、釧路に比べて壁量が少ない分、壁の遍在による層変形やねじれ変形の発生を抑え切れず、地震動の周波数や破壊作用の性状もからんで、後述のように、特に1階の塑性変形や大開口部のガラスの破損に至ったと考えられるが、いずれにしても、詳しくは今後の検討に待たねばならない。

全市の平均で、全壊率は、釧路では0.27%、珠洲ではおよそ0.05%、八戸では0.17%と極めて少ない。また、斜面崩壊による場合を別にとすると、全半壊の判定で、軸粗に層変形を生じて、どの建物も構造空間は残しており、震度5の中程度から6の地震動に対して、これら3地域の建物群は建設年代の古いものも含めて、相当の抵抗能力を有していたことが分かる。しかし、被害率でみると、それぞれ市内の4.8、13.0、8.3%の木造建物が被害を受けており、その発生率は決して少なくなかったことが分かる。釧路と珠洲における被害を受けた構造部位をみると、地盤変状が引き金となって、基礎や土間を破断・沈下し、軸粗を傾斜させ、仕上材を損壊し、概して程度の大きい被害を発生する事例と、軸粗の被害は少なくとも内外壁材の亀裂や剥落が目立つ事例が多い。

8.4.5 地震応答解析結果と建物被害

上述のように、各都市において、木造住宅の壁率の分布はかなり異なり、特に釧路につ

いては設計基準に比してかなり大きいこと、地区・地盤性状によって被害がかなり異なることが明らかとなった。

ここでは、釧路市における木造建物の被害の様相を裏付けるため、4、5章で示した手法により応答解析を行った。基盤地震動は6.4.3項で示した方法で作成し、ボーリングデータと地質から推定した地盤モデル（武佐一洪積層、幣舞一気象台近く、錦一浅い沖積層、新栄一厚い沖積層）を用いて表層地震動を計算した後、その上に建つ木造建物の弾塑性応答を求めた。建物の1層の強度は釧路における平均壁率（せん断力係数 $C_y=0.36$ ）、基準法の壁率（0.20）、および、平均 $+\sigma$ の壁率（0.51）から定めた。最大加速度応答、最大変位応答の平均値を図8.4.13に示す。

表層地盤の増幅特性により加速度応答が異なり、湿原地帯の新栄では加速度・変位とも少なく、地震被害をほとんど受けていないことを裏付けており、この地区ではべた基礎や杭基礎が多用されていることも被害が少ない一因となっている。錦町では新栄町の2倍程度の応答になるが基準法相当のモデルの応答が木造建物の中破限界といわれる変位5cmは越えるものの、平均壁率をもつ場合は応答は少ない。武佐、幣舞地域では平均壁率をもつ場合でも最大変位が5.4cmとなるが、崩壊限界の10cm以下である。基準法下限値程度の耐力の場合には6.5cmの最大変位となり、振動による小破、中破が生じる危険性がある。但し、現実の木造の変形能は既述の限界変形より大きいと考えられる。

このように、木造建物の地震応答は壁量に大きく依存するが、非耐力壁が早期に塑性化して剛性が低下し、高周波数成分の卓越する地震動の影響を受けずに振動的被害を免れたこと、および壁率が規定値より大きいことが被害を小さくした一つの原因と考えられる。

8.5 まとめ

本章では、建築構造物の耐震性のより詳細な検討を行い、耐震性の精度を向上させることを目指して研究を行った。

8.2節では釧路市において行った建物の常時微動計測による結果をまとめると共に、微動観測による建物の振動数と振動性状との関連、被害との関連などについて考察を行った。

得られた結果について以下にまとめて示す。

1) 学校建物については、建物の固有振動数は各校ともほぼ同程度の値となったが、地盤および連成系の卓越振動数は各サイトで異なったものとなった。基本的には地盤の卓越振動数は建物および連成系の振動数よりも低く、共振は起こりにくい関係にあり、釧路沖地震の際に被害が小さかったことと一致した。但し、洪積台地上では沖積低地に比べるとこれらの振動数相互の関係が近くなり、中には建物・連成系の振動数が地盤より低くなる建物も存在した。これらの建物については実際にも被害が発生しており、計測結果により被

害生状況をよく説明できることが明らかとなった。

2) 木造建物については、建物の固有振動数はこれまでの計測結果に比べるとかなり高い値を示し、この地域の建物の剛性が一般の建物より高いことが明らかとなった。ほぼすべての建物が地盤の卓越振動数より高い振動数を持っているため、沖積低地では特に共振は起こりにくい状況にあり、この計測結果は実際の被害状況とも一致した。建物の壁率との比較により、この高い振動数は内外の壁の量の多さに起因すること、壁率より求めた推定振動数と計測振動数が良い相関を示すことなどが明らかとなった。

8.3節では八戸市および京都市における同様の観測結果について分析を行った。

8.4節では木造建物について、被害調査の結果を基に被害の実態を把握すると共に、耐震性の地域特性および耐震性と地震被害の関連を明らかにした。3つの都市で被害の様相は共通する部分と異なる部分があること、建土工法および壁率の分布は地域によってかなり異なり、それが被害の発生形態に影響を及ぼしていたことなどが明らかとなった。

第8章 参考文献

- 1) 久野雅祥・鈴木 有：釧路市内のRC構造物・木造建物の耐震性と被害に関する検討、日本建築学会「1993年釧路沖地震に関する総合シンポジウム」資料、1994、pp.103-112.
- 2) 犬飼伴幸：釧路市内の学校建物の常時微動測定、日本建築学会「1993年釧路沖地震に関する総合シンポジウム」資料、1994、pp.93-102.
- 3) 松岡昌志・翠川三郎：1993年釧路沖地震における釧路市内の地震動強さ（その2 常時微動特性について）、日本建築学会学術講演梗概集、構造I、1993、pp.3-4.
- 4) A-1短周期グループ：釧路市内の広域を対象とした短周期微動の同時観測、平成5年度文部省科学研究費－試験研究B研究成果報告書、1994、pp.13-31.
- 5) 鈴木 有・安田雄三：在来構法木造建物の耐震性能評価に関する実験的検討、第7回日本地震工学シンポジウム講演集、1986、pp.1393-1398.
- 6) 中治弘行：実大実験に基づく木造建物の耐震性に関する研究、平成7年度京都大学大学院修士論文、1996.3.
- 7) 釧路市：平成5年釧路沖地震被害最終統計、1993.10.
- 8) 釧路市：危険度調査表
- 9) 若松加寿江：1993年釧路沖地震における大規模宅地造成地の地震被害と地盤に関する一考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993.9.
- 10) 珠洲市災害対策本部：能登半島沖地震に伴う家屋等被災状況調査結果、1993.3.
- 11) 鈴木 有・後藤正美・鈴木泰治・福本和正：木造建物の被害、1994年三陸はるか沖地震とその被害に関する調査研究、総合研究(A)研究成果報告書（研究代表者 長谷川 昭）、1995.3、pp.193-210.



写真8.2.1 計測に用いた機器

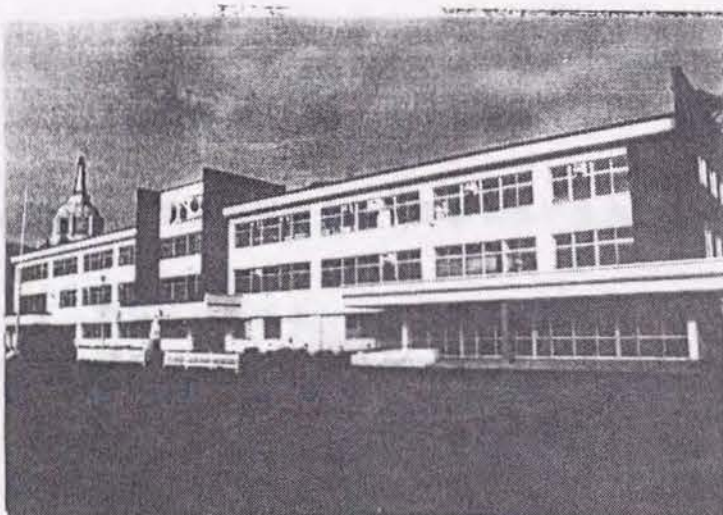


写真8.2.2 計測の対象としたRC造学校建物の例



写真8.2.3 木造建物（気象協会）

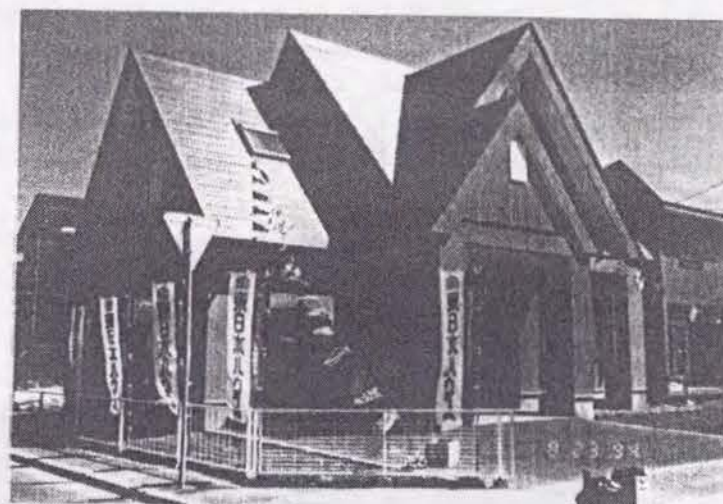


写真8.2.4 モデルハウス（Site T）

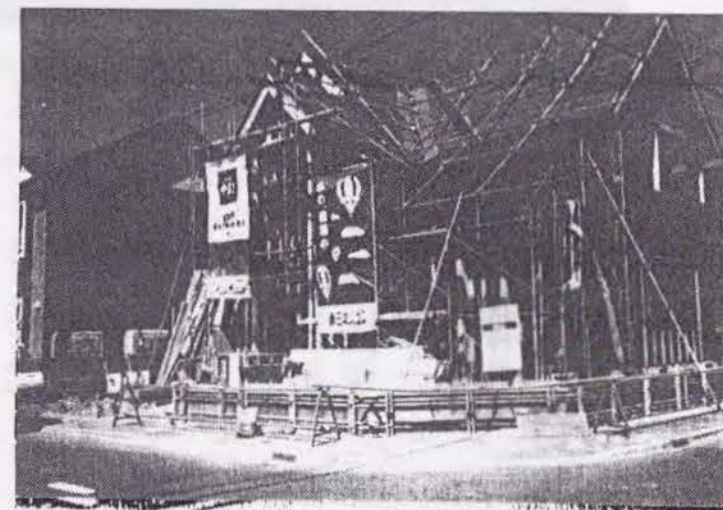


写真8.2.5 建設中の建物（Site U）

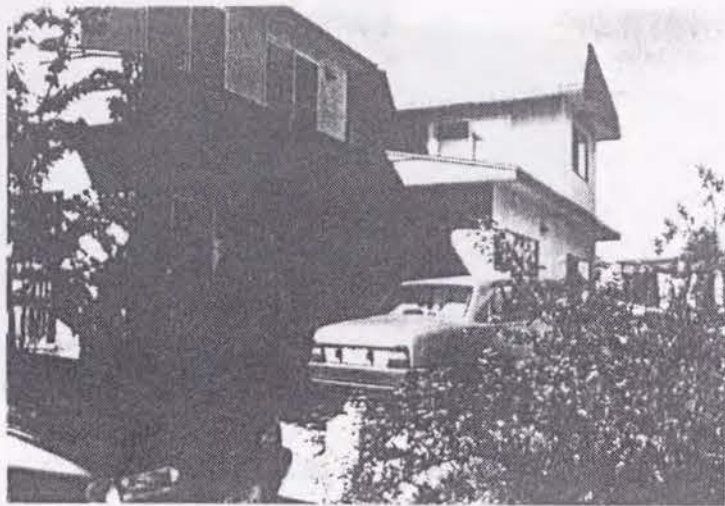


写真8.2.6 木造建物 (Site V)



写真8.2.7 木造建物 (Site W)

表8.2.1 地盤の卓越振動数・建物の固有振動数および地盤-建物連成系の卓越振動数

School	Predominant/Natural Frequency(Hz)			
	Soil	*	Building	Soil-Building(Coupled)
Musa	1.8	X	13.0	9.1
		Y	9.1	5.7
Shiroyama	3.2	X	11.8	7.7
		Y	14.8	9.0
Kohan	6.7	X	16.8	(4.2)
		Y	13.2	(4.3)

* Direction X: Longitudinal Y: Span

表8.2.2 計測地点の地盤構造と微動計測による地盤の卓越振動数

(a) Site on Alluvium

Site	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
Frequency(Hz)	1.5	1.0	1.2	1.3	1.2	0.8	1.8	0.8	0.9	3.7	1.8
Depth(m)	a:N<10	6	5	-	6	6	-	-	-	1	6
	b:N>40	7	7	-	-	6	9	-	8	7	-
	c:Base	33	38	43	48	63	58	63	48	38	23
Average N value	7	10	-	20	13	34	29	-	29	26	8

(b) Site on Diluvium

Site	L	M	N	O	P	Q	R
Frequency(Hz)	4.4	3.2	6.3	10.0	11.1	3.7	6.7
Depth(m)	a:N<10	3	5	5	4	-	3
	b:N>40	5	25	10	7	12	5
	c:Base	-	-	-	-	-	-
Average N value	4	17	17	6	21	-	12

表8.2.3 対象建物の床面積・重量・壁量 (釧路)

サイト	建物名	階数	面積 (m ²)	重量 (t)	壁率(規定内のみ)		壁率(規定外含む)	
					桁行	梁間	桁行	梁間
S	気象協会	1	57.97	6.26	6.3	13.3	42.4	58.1
T	モデルハウス	1	77.63	10.96	73.7	73.9	80.7	86.7
		2	55.48	5.99	99.6	94.7	108.7	99.6
U	建設中の建物	1	85.62	12.22	43.7	4.31	55.2	52.1
		2	62.52	6.75	86.8	81.5	105.1	96.5
V	M邸	1	80.33	11.31	19.5	19.3	51	47.3
		2	57.14	6.17	52.2	29.5	101.1	56.5
W	U邸	1	81.57	8.56	15.9	15.6	38.5	30.7
		2	28.98	3.13	32.2	56.5	68.3	114.6

表8.2.4 地盤の卓越振動数・建物の固有振動数と推定剛性（釧路）

サイト	建物名	方向	地盤の卓越振動数 (Hz)	建物の固有振動数 (Hz)			建物の推定剛性 (t/cm)	
				計測値	推定値		1階	2階
					規定内	規定外		
S	気象協会	桁行 梁間	4.1-5.0	9.5 7.0	1.8 2.6	4.6 5.4	14.95 12.36	-
T	モデルハウス	桁行 梁間	3.8-4.2	7.7 7.8	4.7 4.7	5.0 4.9	29.32 32.57	28.14 26.71
U	建設中の建物	桁行 梁間	2.8-3.5	4.5 4.1	- -	- -	- -	-
V	M邸	桁行 梁間	2.3-3.1	6.7 7.5	2.9 2.5	4.4 3.7	23.62 24.30	33.32 20.66
W	U邸	桁行 梁間	4.5-6.8	10.1(6.8) 9.0(5.9)	2.6 3.0	3.8 4.3	15.24 12.26	9.60 8.32

* サイトWの（）内の数字は計測値を2次振動数とした場合の推定1次固有振動数

表8.3.2 計測の概要

建物名	計測日	計測点	計測方向
S邸 (K1)	実験前(6/15)	A) 1ch:地面上、2ch:2階床、3ch:小屋梁上	NS, EW, UD方向
	" (ねじれ振動) (6/20)	B) 1ch:2階床(西) 2ch:同(東) 3ch:小屋梁上(東) 4ch:小屋梁上(西)	NS(加力方向)
	実験後(6/21)	A)	NS, EW, UD方向
TU邸 (K2)	実験前(6/15)	A)	NS, EW, UD方向
	" (ねじれ振動) (6/21)	B)	NS(加力方向)
TA邸 (K3)	実験前(10/2)	C) 1ch:地面上、2ch:1階床 3ch:2階床、4ch:小屋梁上	NS, EW方向
	実験後(10/13)	C)	NS, EW方向
H架構 (K4)	実験前(10/6)	D) 1ch:地面上、2ch:2階床(南or西) 3ch:2階床(北or東)、4ch:小屋梁上	NS, EW方向
	実験後(10/6)	D)	NS, EW方向

表8.3.3 地盤の卓越振動数・建物の固有振動数と推定剛性（京都）

表8.3.1 対象建物の床面積・重量・壁量（京都）

サイト	建物名	階数	面積 (m ²)	重量 (t)	壁率(規定外含む)	
					桁行	梁間
K1	S邸	1	70.28	10.98	20.9	12.1
		2	40.61	8.10	36.2	11.4
K2	TU邸	1	94.57	13.27	14.9	10.1
		2	52.86	9.96	22.0	11.7
K3	TA邸	1	148.77	30.28	85.8	83.6
		2	43.51	9.98	158.7	65.9
K4	H架構	1	12.96	-	-	-
		2	12.96	-	-	-

サイト	建物名	方向	地盤の卓越振動数 (Hz)	建物の固有振動数 (Hz)			建物の推定剛性 (t/cm)	
				*) 並進1次	並進2次	ねじれ	1階	2階
K1	S邸 (実験前)	桁行 梁間	11-12	4.5(2.4) 2.5(1.6)	8.5 5.9	3.7 -	14.28 5.99	14.27 3.23
				3.6 2.1	7.0 5.1	- -	9.14 4.23	9.13 2.28
K2	TU邸 (実験前)	桁行 梁間	11-12	4.0(2.0) 2.5(1.5)	9.1 5.9	2.9-3.1 -	15.21 6.70	12.62 4.35
				4.8(5.8) 4.1(4.7)	6.1 6.1	9.5? -	33.49 26.84	7.70 14.50
K3	TA邸 (実験前)	桁行 梁間	3.0	4.0 3.4	5.1 5.2	- -	23.03 18.64	5.30 10.07
				2.9 2.6	4.3-5.4 4.7	- -	- -	- -
K4	H架構 (実験前)	桁行 梁間	3.5, 6.7	2.8 2.1	3.9 4.0?	- -	- -	- -
				2.1	4.0?	-	-	-

*) () 内の数字は推定1次固有振動数

表8.4.1 釧路市各地区の被害程度

地区	人口	世帯数	住戸数*	被害戸数	被害率	主な町名
【橋北地区】	7489	4065	1453	71(11)*	4.9	旭、浪花、寿、他
【鉄北地区】	29810	13613	5064	160(13)	3.2	堀川、春日、駒場、他
【橋南1地区】	20505	9567	4662	345(102)	7.4	富士見、住吉、宮本、他
【橋南2地区】	28493	10617	6715	875(366)	13.0	緑ヶ岡、材木、武佐、貝塚
【春採地区】	22537	8606	5168	395(97)	7.6	春採、興津、益浦、他
【桜ヶ岡地区】	16059	6049	3574	200(41)	5.6	白樺台、桂恋、桜ヶ岡、他
【愛国地区】	19235	9368	6470	83(4)	1.3	豊川、愛国、他
【美原地区】	16844	6632	5888	69(3)	1.2	美原、広里、芦野、文苑
【鳥取地区】	17641	7232	3774	49(7)	1.3	鳥取、新富士
【昭和地区】	9112	3320*	3880	51(8)	1.3	昭和、北園、安原
【星が浦地区】	6882	3102	1984	52(14)	2.6	星が浦、鶴野、西港
【大楽毛地区】	10066	4237	2143	96(16)	4.5	大楽毛、他

* 各地区の住戸数は国勢調査結果の文献5)より推定、()内は本論での検討対象被害数、昭和地区の世帯数は資料の誤植?

表8.3.4 対象建物の床面積・重量・壁量(八戸)

サイト	建物名	階数	面積 (m ²)	重量 (t)	壁率(規定内のみ)		壁率(規定外含む)	
					桁行	梁間	桁行	梁間
H1	MI邸	1	119.85	18.15	46.04	37.21	69.32	64.92
		2	83.94	9.07	39.22	39.30	61.63	71.01
H2	SA邸	1	102.89	16.99	23.88	31.40	48.64	49.53
		2	94.82	10.24	25.91	26.63	51.83	54.95
H3	SB邸	1	82.81	9.52	9.62	17.03	28.85	25.55
		2	9.32	1.01	14.65	87.91	43.96	131.87
H5	SI邸	1	86.54	11.14	10.51	16.83	31.55	50.48
		2	28.98	3.13	12.56	31.40	37.68	94.19
H6	K邸	1	136.43	18.64	31.35	30.35	52.69	50.36
		2	62.94	6.80	23.13	28.92	46.99	60.73
H7	Y邸	1	66.25	11.26	38.46	35.03	66.62	69.02
		2	66.25	7.15	21.98	21.98	54.26	52.54
H8	O邸	1	111.79	17.25	26.86	33.17	54.95	58.61
		2	83.53	9.02	17.43	15.52	48.48	40.58
H9	MA邸	1	80.33	11.76	25.49	20.96	61.18	49.28
		2	49.69	5.37	25.64	25.64	60.44	53.11
H12	A邸	1	137.46	19.52	30.45	41.04	52.52	63.11
		2	75.36	8.14	21.74	19.32	48.30	43.88

表8.3.5 地盤の卓越振動数・建物の固有振動数と推定剛性(八戸)

サイト	建物名	方向	地盤の 卓越振動数 (Hz)	建物の1次固有振動数(Hz)			建物の推定剛性 (t/cm)	
				計測値	推定値		1階	2階
					規定内	規定外		
H1	MI邸	桁行	3.0-3.3	6.6	3.39	4.21	40.73	25.25
		梁間		5.0	3.22	4.29	20.84	16.05
H2	SA邸	桁行	2.3-2.6	6.7	2.50	3.55	38.07	37.30
		梁間		8.6	2.69	3.61	61.50	62.73
H3	SB邸	桁行	3.7-4.2	6.8	-	-	-	-
		梁間		8.9	-	-	-	-
H5	SI邸	桁行	4.6-4.8	6.2	1.82	3.16	17.05	6.82
		梁間		7.0	2.55	4.42	17.92	11.11
H6	K邸	桁行	3.2-3.4	5.6	2.80	3.81	28.28	11.59
		梁間		4.7	2.94	4.00	16.80	9.41
H7	Y邸	桁行	3.0-3.3	5.8	2.66	3.83	22.12	17.92
		梁間		5.6	2.60	3.84	21.30	16.19
H8	O邸	桁行	2.9-3.0	4.5	2.39	3.71	18.23	12.03
		梁間		6.8	2.41	3.60	47.63	24.77
H9	MA邸	桁行	3.1-3.2	6.0	2.67	4.12	20.12	12.27
		梁間		5.2	2.54	3.77	14.38	9.63
H12	A邸	桁行	1.8-2.5	5.9	2.70	3.79	33.08	16.54
		梁間		7.0	2.77	3.86	55.11	20.94

表8.4.2 珠洲市各地区の世帯数に対する被災家屋数の比

↓地区 単位	人口 人	世帯数 世帯	被災建物*1		被災建物*2	
			棟	%	棟	%
宝立	4080	1247	186 (11)	14.9 (0.9)	9 (4)	0.7
上戸	2075	601	164 (13)	27.3 (2.2)	9 (7)	1.5
飯田	2524	745	265 (40)	35.6 (5.4)	18 (10)	2.4
若山	3028	830	198 (26)	23.9 (3.1)	13 (4)	1.6
直	1495	398	234 (60)	58.8 (15.1)	29 (19)	7.3
正院	2513	722	368 (124)	57.0 (17.2)	70 (43)	9.7
蛸島	2199	601	250 (34)	41.6 (5.6)	16 (7)	2.7
三崎	3756	1035	447 (106)	43.2 (10.2)	48 (33)	4.6
日置	895	301	178 (39)	59.1 (13.0)	31 (15)	10.3
大谷	2077	627	103 (49)	16.4 (7.8)	11 (5)	1.8
計	24642	7107	2393 (462)	33.7 (6.5)	254 (147)	3.6

[注] *1: 「資料①アンケート調査」による被災建物数、

木造以外を若干含むが、用途は住宅が約80%

*2: 「資料②罹災証明書」により木造建物を抽出

()内: 軽微な被害を除く小規模以上の被害棟数と被災率%

%: 「被災率=被災建物数/世帯数」

表8.4.3 各行政区の世帯数と被害程度別の被災建物数および被災率（八戸市）

行政区	世帯数	全壊率	被災率	住 家			非 住 家		
				全 壊	半 壊	一部損壊	全 壊	半 壊	一部損壊
三八城	4,948	0.22%	8.35%	5 (8)	12	293	1	0	99
柏 崎	4,913	0.21%	4.03%	5(13)	11	151	0	0	23
吹 上	6,100	0.47%	26.26%	7	43	1,490	1	0	61
長 者	5,370	0.31%	11.47%	7(20)	19	544	0	1	32
小中野	6,670	0.00%	1.54%	0	0	94	0	0	9
湊	5,783	0.00%	5.43%	0	0	312	0	0	2
白 銀	10,079	0.22%	11.94%	14	16	1,166	0	0	7
蛟	3,207	0.00%	5.27%	0	0	162	0	0	7
根 城	8,108	0.26%	9.13%	13(16)	16	699	0	0	9
上 長	3,385	0.21%	7.33%	2	10	266	0	2	8
是 川	2,150	0.21%	11.58%	0	9	236	0	0	4
市 川	5,315	0.03%	5.06%	0	3	263	0	0	3
館	1,476	0.03%	5.69%	0	1	82	0	0	1
豊 崎	573	0.52%	26.00%	2	2	142	0	2	1
大 館	7,005	0.06%	9.52%	2	5	654	0	1	5
下 長	9,562	0.04%	4.70%	1	6	428	0	2	12
南 浜	1,064	0.00%	4.51%	0	0	47	0	0	1
計	85,708	0.17%	8.67%	58(85)	177	6,895	2	8	275
木造家屋総棟数					67,538			23,256	

・（ ）内の数字は世帯数

表8.4.4 各地における木造建物の工法の比較

部 位	釧 路 (現 構 法)	珠 洲 (最近10年の構法)	八 戸 (現 構 法)
地 葉	杭 打	①布基礎列下に@1.8~3.6m φ200×5m位のRC 杭各1本 打 ②布基礎フーチング間に厚さ200 位の耐厚板（ベタ基礎）打設の 例が多い	軟弱地盤では ①柱下位置にφ200×2m位のRC 杭各1本打 ②フーチング下にφ330のコマ型 コンクリートブロックを敷詰 （トップベース工法）の例が なりあり
	割 栗 石	厚さ150~200	厚さ100+捨コン50
基 礎	立 上 り	幅120×長さ1200	幅120×長さ600
	ブーチング	幅450~600×厚さ150又は200	幅450~600×厚さ150
柱	断 面	殆ど使用無（通柱）、105角（管柱）	120,135角（通柱）、120角（管柱）
	接 合 部	短はぞ差、プレート補強	短はぞ差、プレート補強
筋 違	断 面	3つ割が主流（35×105）	2つ割が主流（45×105）
	接 合 部	突付け、かすがい+釘打	傾ぎ大入れ、釘打
仕 上	防火サイディング貼 厚さ12	①檜又は杉板貼 厚さ12 或は ②オビラスモルタル塗	防火サイディング貼 厚さ12
	下 地	シーリングボード 厚さ12	①なし ②シーリングボード 厚さ12
内 壁	仕 上	クロス貼	じゅらく塗
	下 地	プラスターボード 厚さ9又は12	ラスボード 厚さ7 又は 小舞
壁 体	特 記 事 項	壁力不足の時 構造用合板 厚さ9.5の使用例あり	主要壁体にはほとんど貫あり 断面21×105 @450
屋 根	材 料	長尺カラー鉄板	和瓦

〔注：特記なき寸法の単位はmm〕

表8.4.5 3市の住家被害の統計量・震度と観測地震動の諸元・市勢関連の諸量の比較

地 震	釧 路 沖	能登半島沖	三陸はるか沖	単位
発 生 月 日	1993. 1	1993. 2	1994. 12	
最 大 被 災 地	釧路市	珠洲市	八戸市	
最 大 震 度	6	5中?	6	
アンケート震度	4.4~5.7	4.5~5.0	集計中	
強 震 記 録	釧路気象台	輪島測候所	八戸測候所	
最大水平加速度	711	131	602	gal
最大上下加速度	363	38	94	gal
住 家 全 壊	42	7	65	棟
住 家 半 壊	191	4	177	棟
被 害 棟 数	2,446	2,393	7,525	棟
	(最大統計)	(アンケート調査)	(中間集計)	
人 口	204,673	24,642	244,353	人
世 帯 数	86,408	7,107	85,708	世帯
木 造 棟 数	50,775	18,000?	90,794	棟
全 壊 率	0.27	0.05?	0.17	%
被 害 率	4.82	13?	8.29	%
被 災 率	2.83	33.67	8.78	%

〔注〕・全壊率＝（全壊＋半壊／2）／木造棟数
 ・被害率＝被害棟数／木造棟数
 ・被災率＝被害棟数／世帯数
 ・各市の基礎データは被災時に最も近い統計資料による
 ・三陸はるか沖地震の被害データは2月末現在



図8.2.1 計測の対象とした小中学校および木造建物の位置

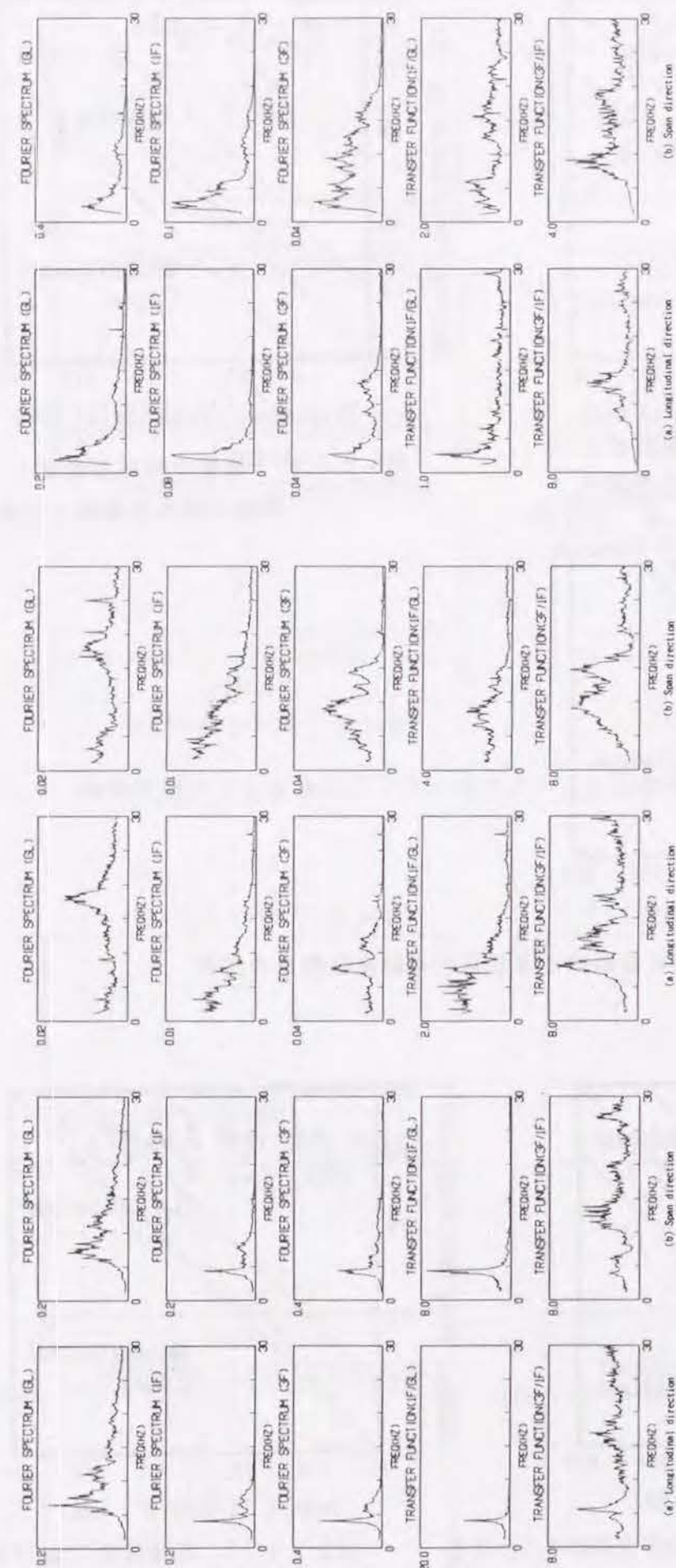


図8.2.2 微動計測による各層のフーリエスペクトルと伝達関数（湖畔小）

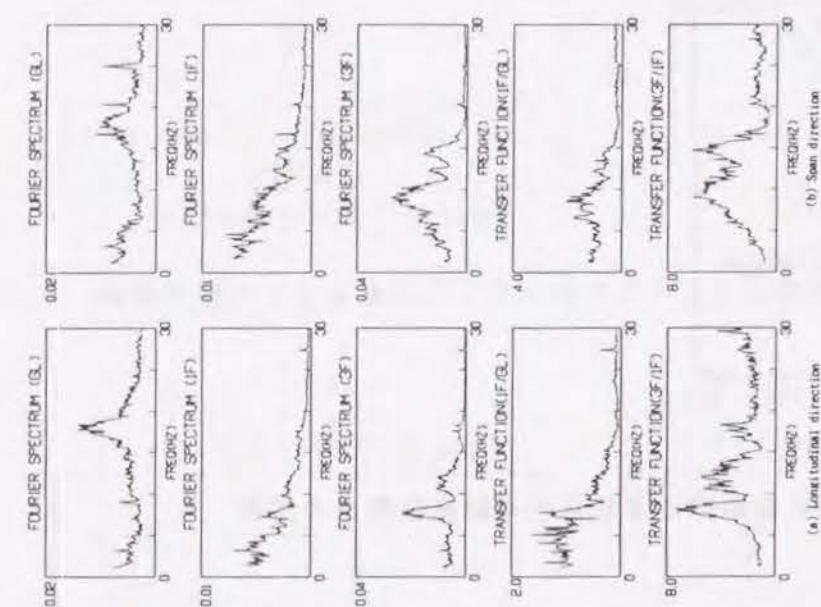


図8.2.3 微動計測による各層のフーリエスペクトルと伝達関数（城山小）

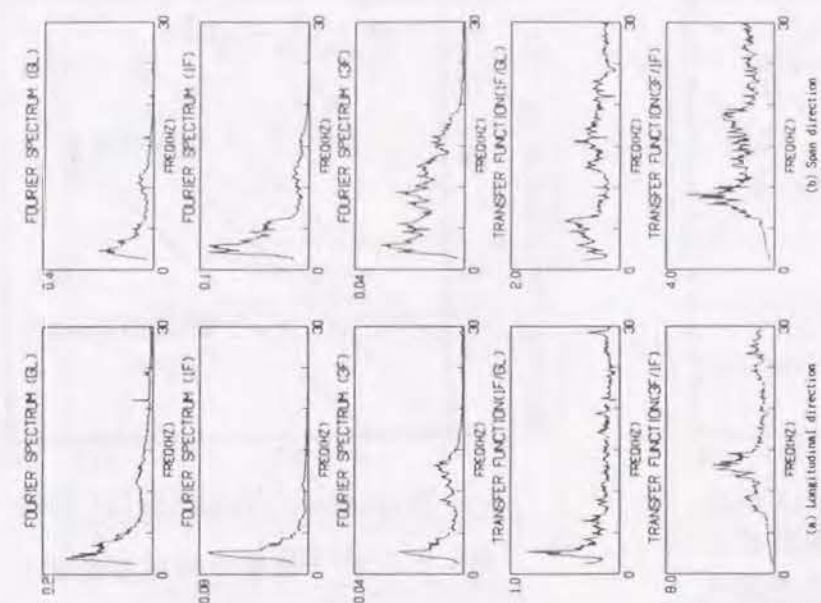


図8.2.4 微動計測による各層のフーリエスペクトルと伝達関数（武佐小）

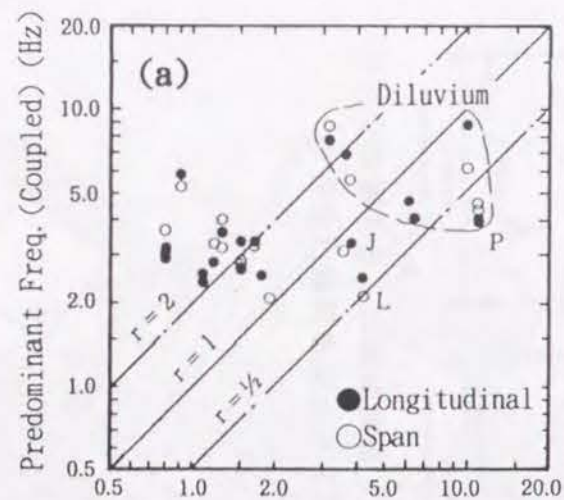


図8.2.5(a) 地盤の卓越振動数と連成系の卓越振動数との関係

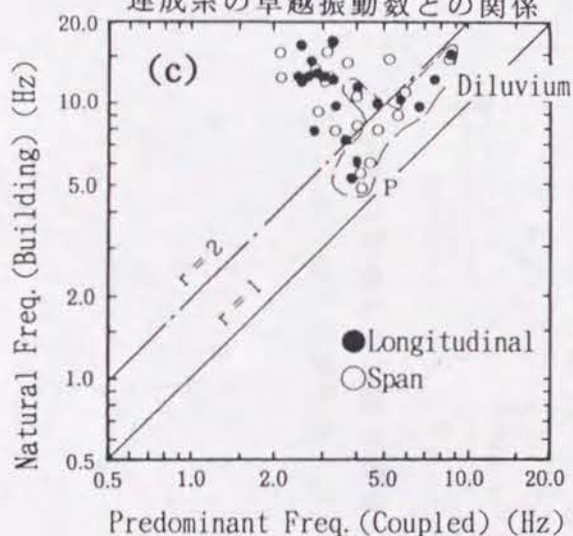


図8.2.5(c) 建物の固有振動数と連成系の卓越振動数との関係

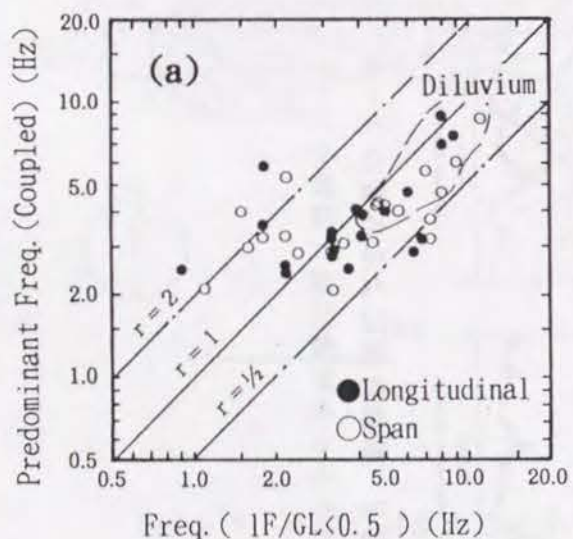


図8.2.6(a) 伝達関数における応答倍率が0.5となる振動数と連成系の卓越振動数との関係

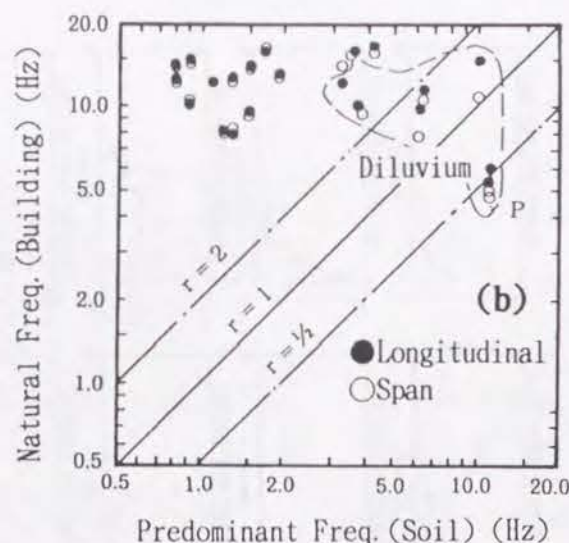


図8.2.5(b) 地盤の卓越振動数と建物の固有振動数との関係

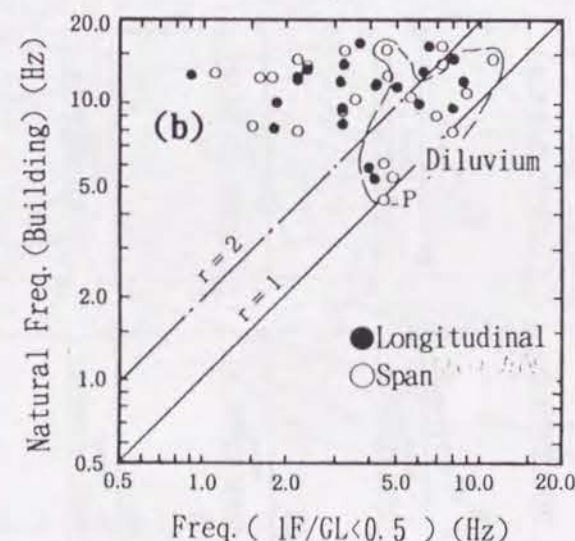


図8.2.6(b) 伝達関数における応答倍率が0.5となる振動数と建物の固有振動数との関係

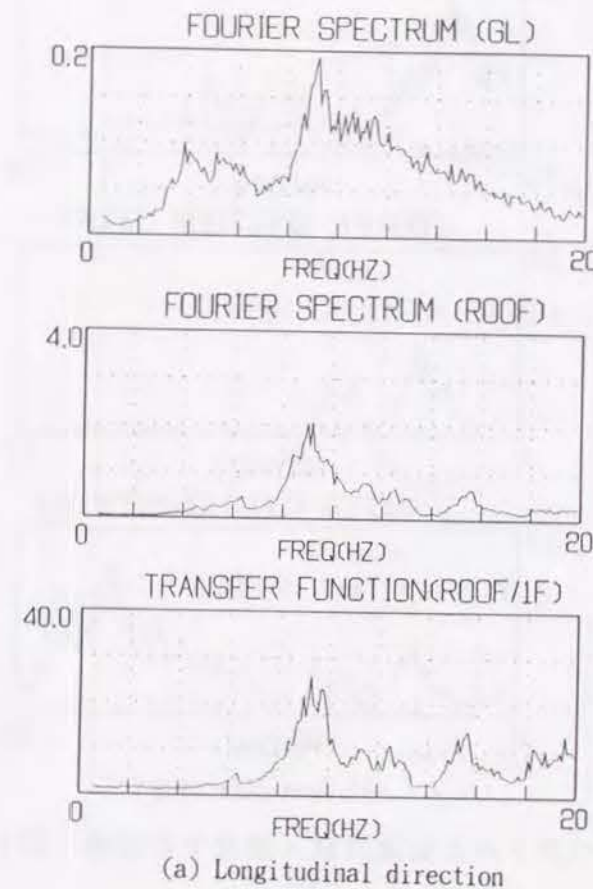


図8.2.7 微動計測による各層のフーリエスペクトルと伝達関数 (気象協会、Site S)

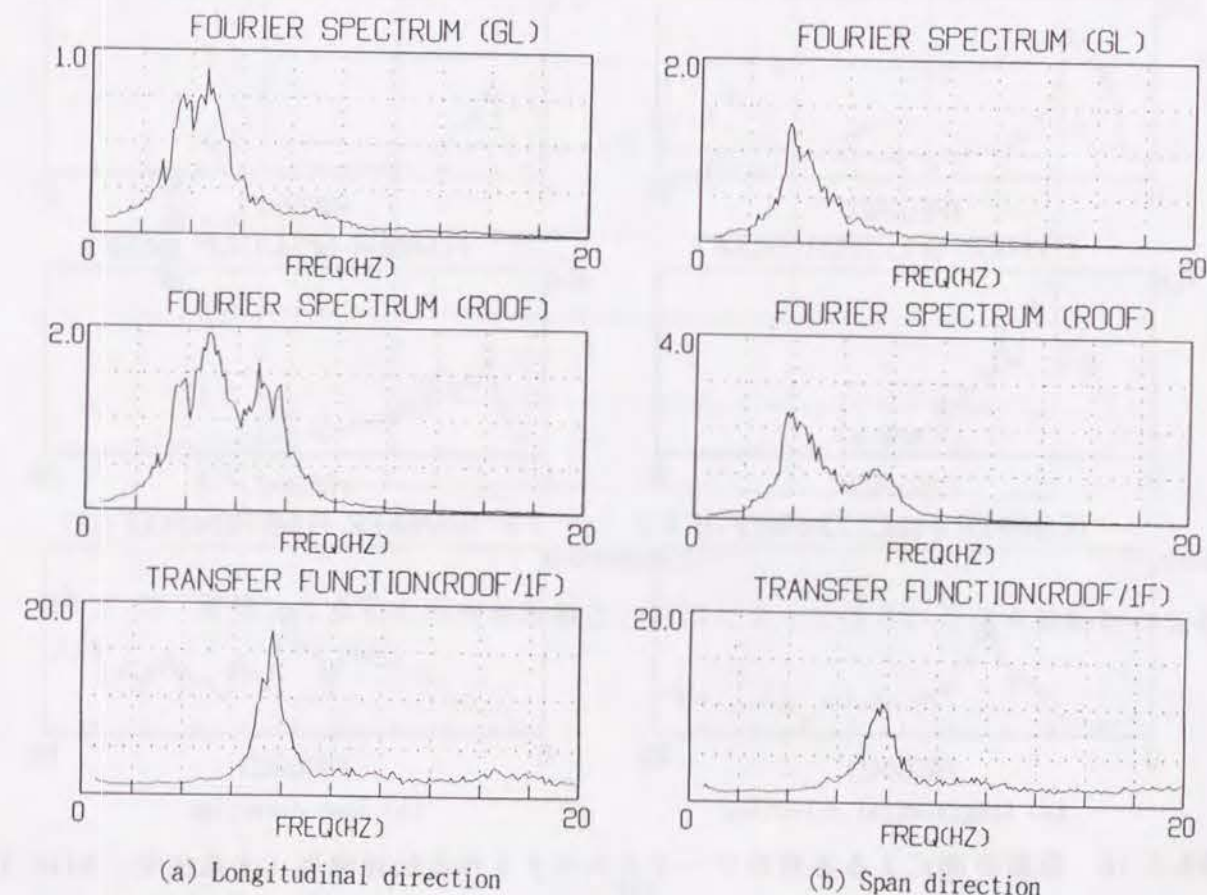


図8.2.8 微動計測による各層のフーリエスペクトルと伝達関数 (モデルハウス、Site T)

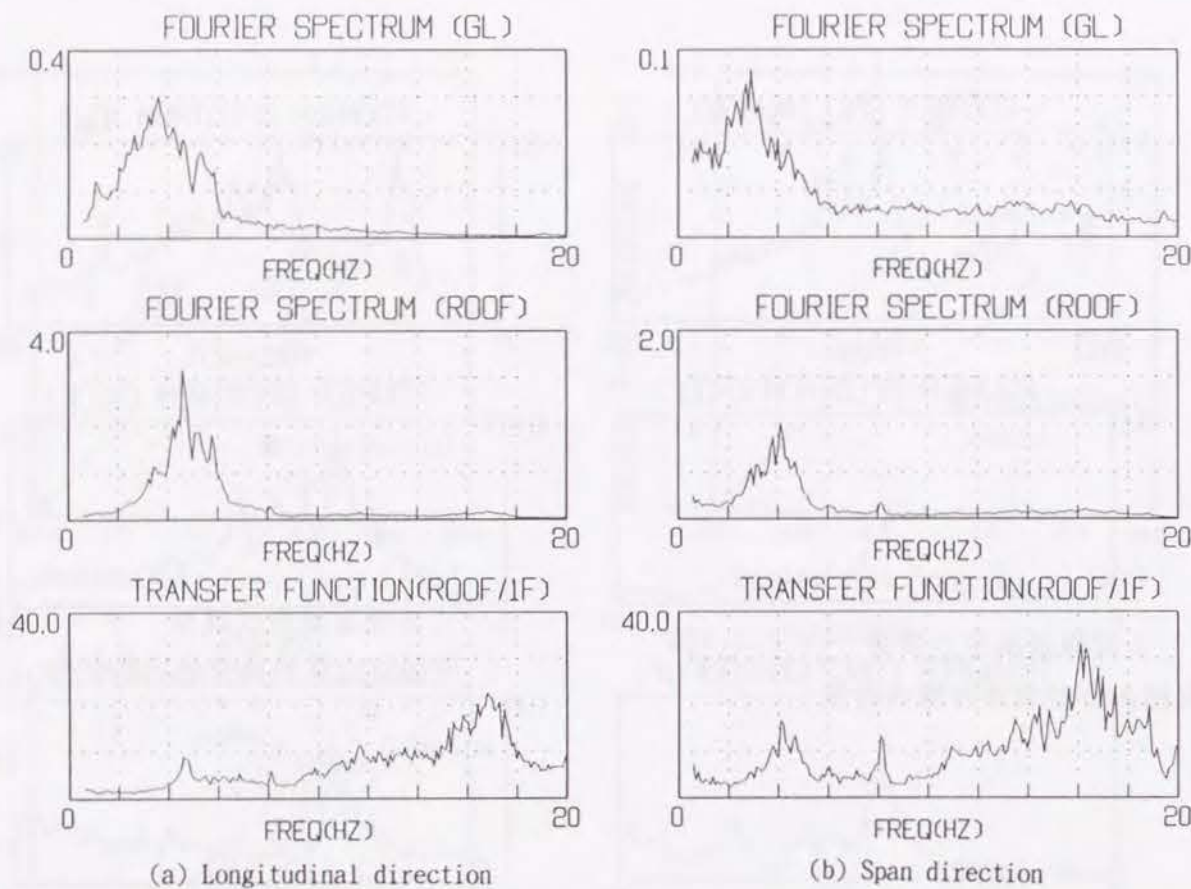


図8.2.9 微動計測による各層のフーリエスペクトルと伝達関数（建設中の建物、Site U）

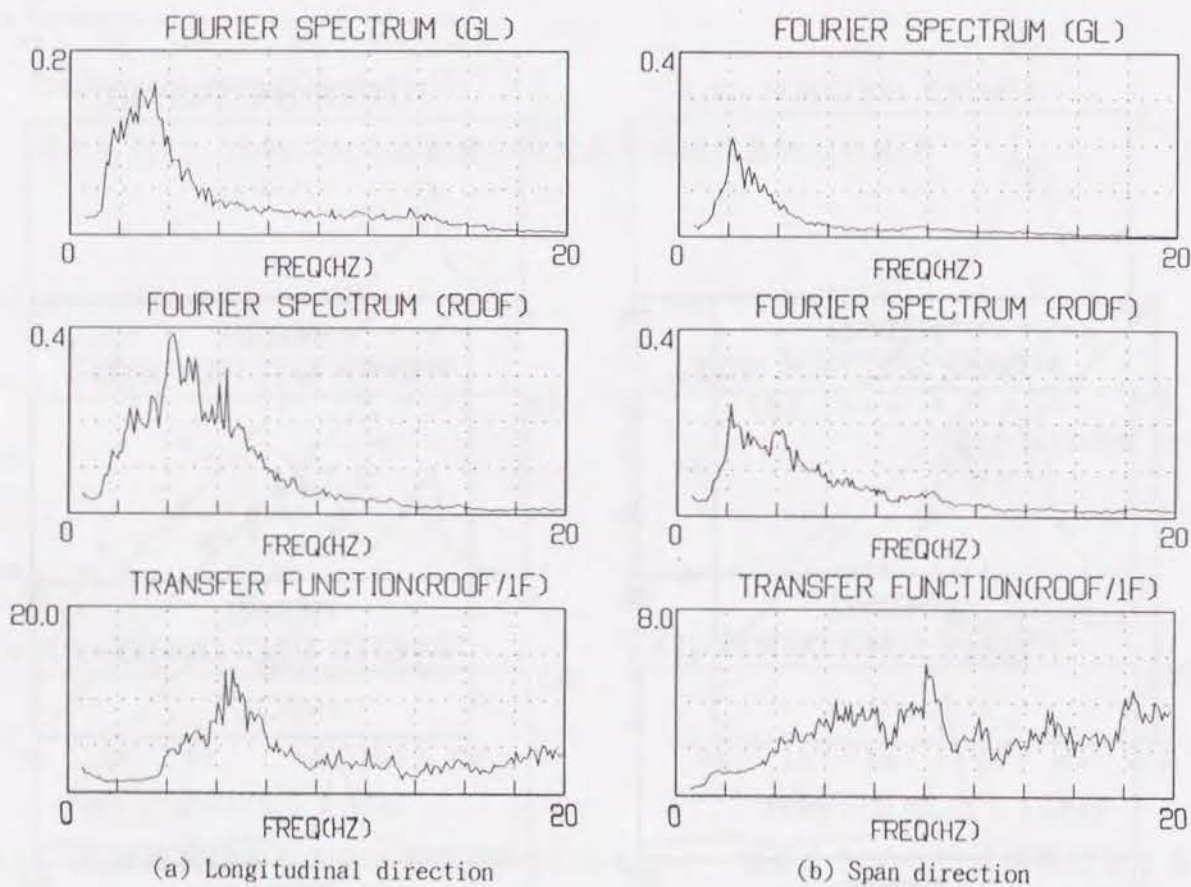


図8.2.10 微動計測による各層のフーリエスペクトルと伝達関数（木造住宅、Site V）

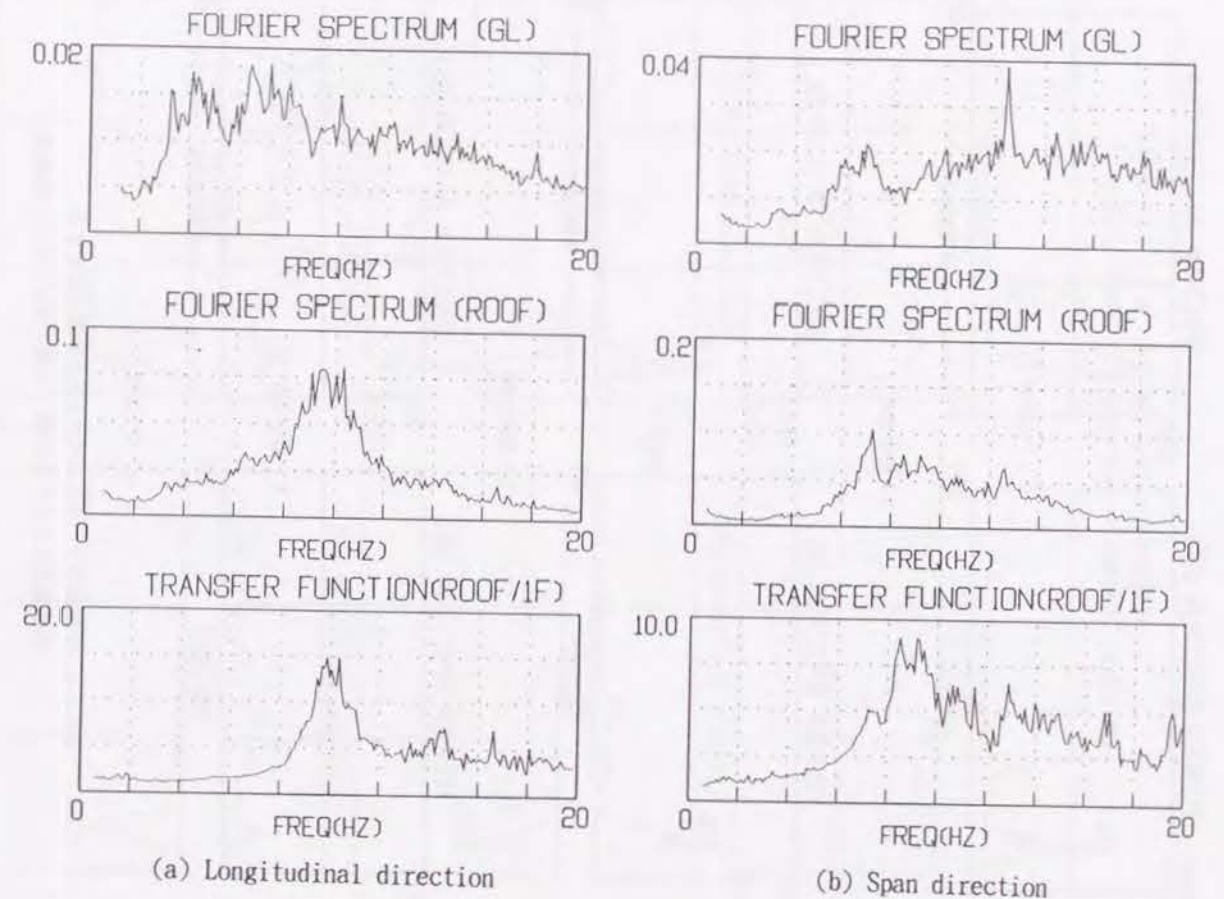


図8.2.11 微動計測による各層のフーリエスペクトルと伝達関数（木造住宅、Site W）

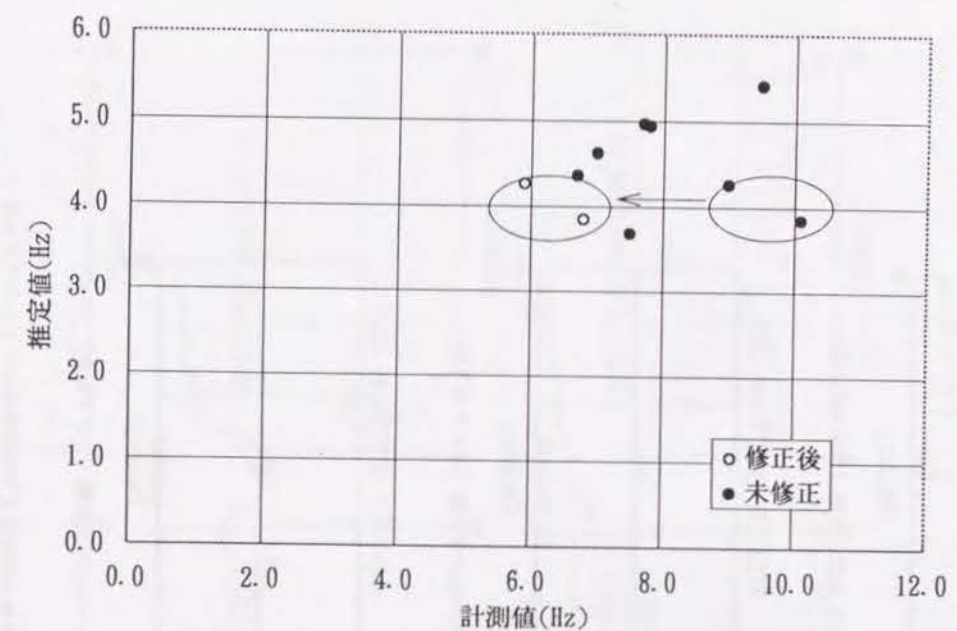
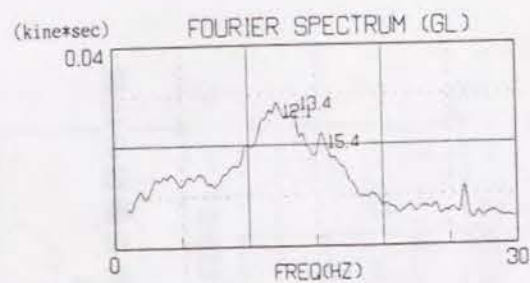
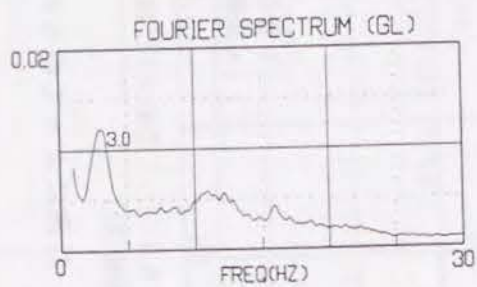


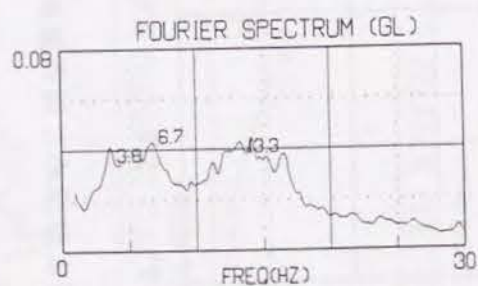
図8.2.12 壁率より求めた固有振動数と、計測によって得られた固有振動数の比較



a) S 邸、T 邸 (サイト K1、K2)

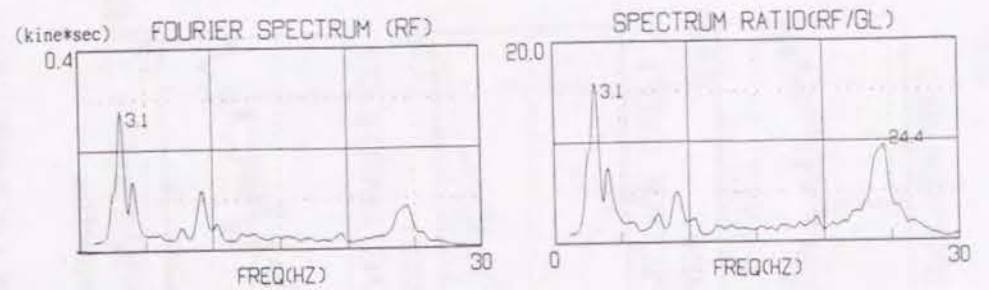


b) TA 邸 (サイト K3)

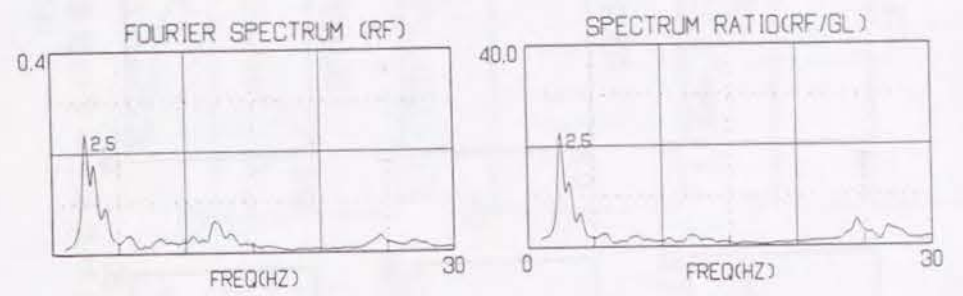


c) H 架橋 (サイト K4)

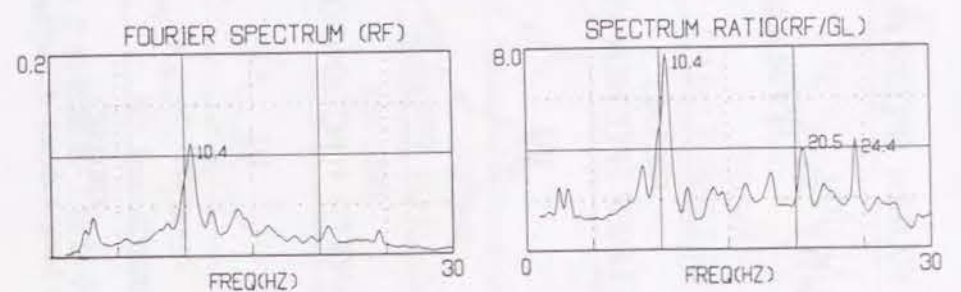
図8.3.1 各地点の地面上での振動のフーリエスペクトル



a) 桁行方向

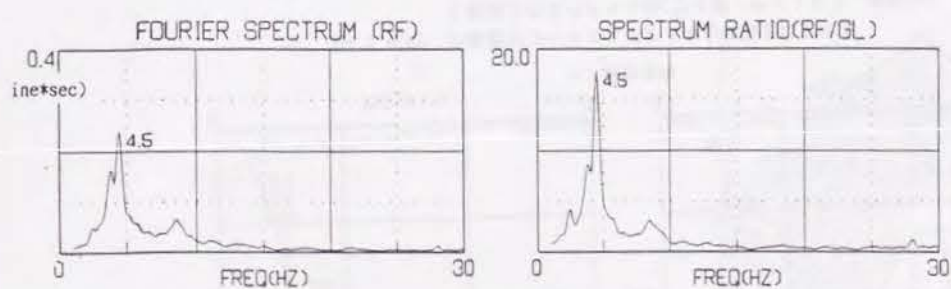


b) 梁間方向

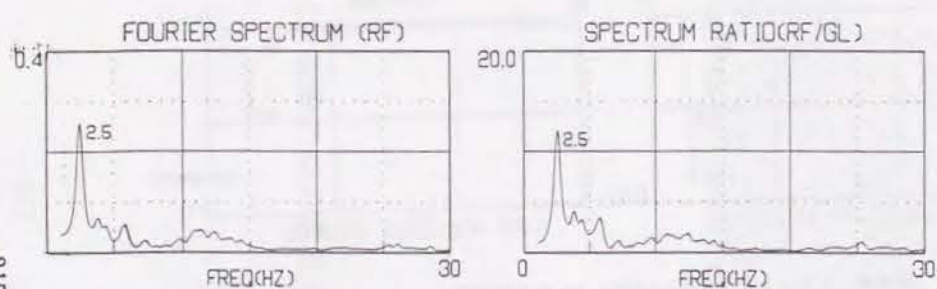


c) 上下方向

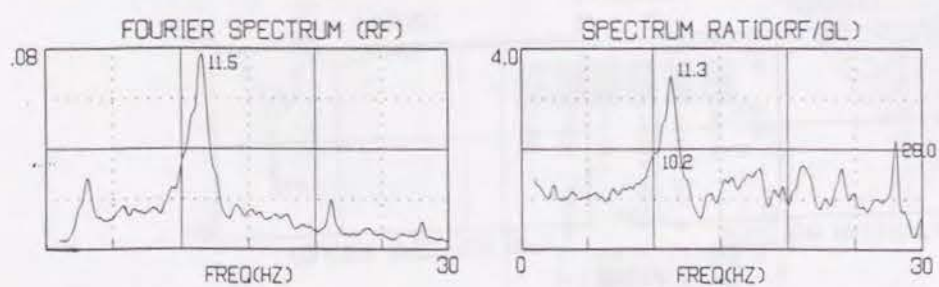
図8.3.2 小屋組のフーリエスペクトルと地面上に対する
小屋梁上のスペクトル比(TU 邸: サイト K2、実験前)



a) 桁行方向

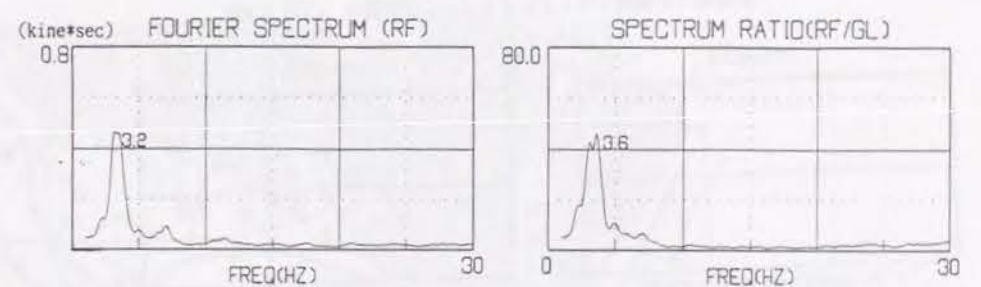


b) 梁間方向

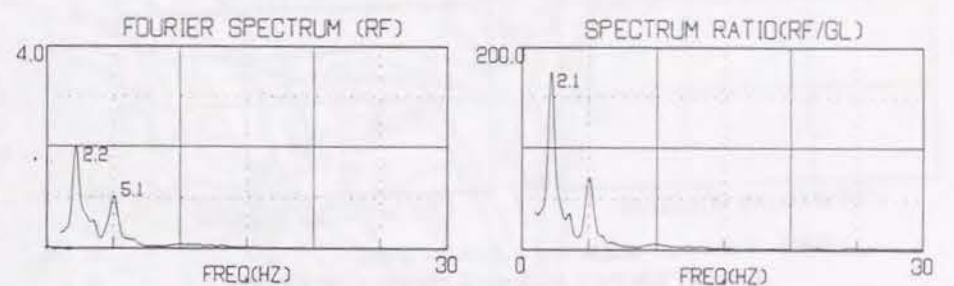


c) 上下方向

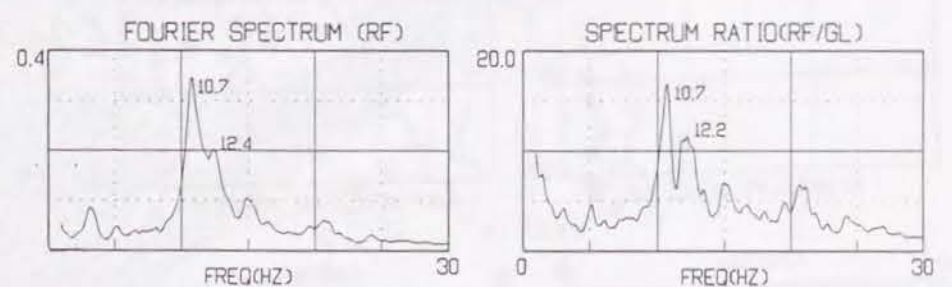
図8.3.3(a) 小屋組のフーリエスペクトルと地面上に対する
小屋梁上のスペクトル比(S 邸: サイト K1、実験前)



a) 桁行方向

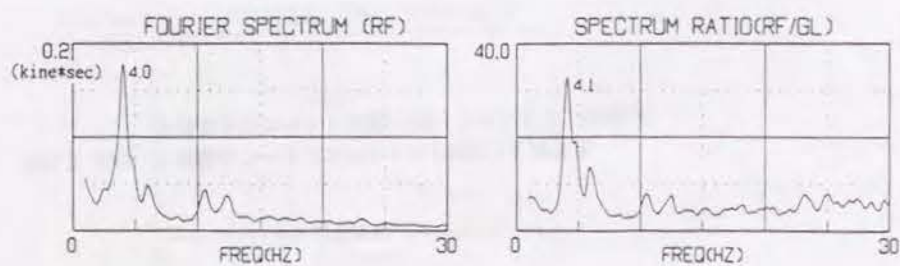


b) 梁間方向

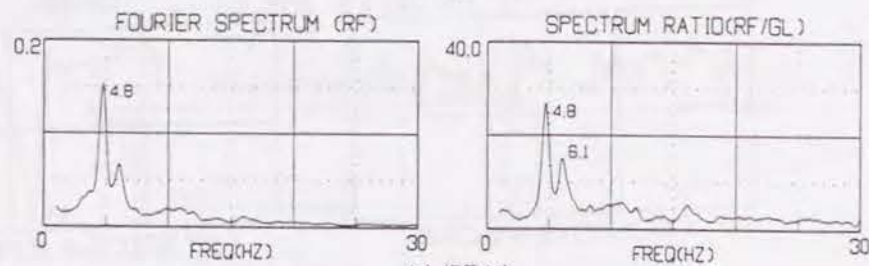


c) 上下方向

図8.3.3(b) 小屋組のフーリエスペクトルと地面上に対する
小屋梁上のスペクトル比(S 邸: サイト K1、実験後)



a) 梁間方向



b) 桁行方向

図8.3.4(a) 小屋組のフーリエスペクトルと地面上に対する
小屋梁上のスペクトル比(TA部: サイトK 3、実験前)

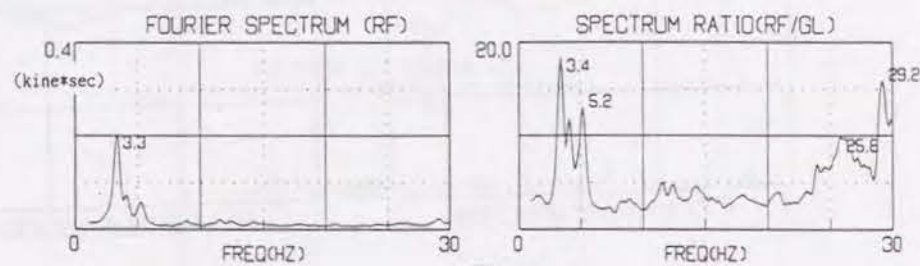


a) NS方向

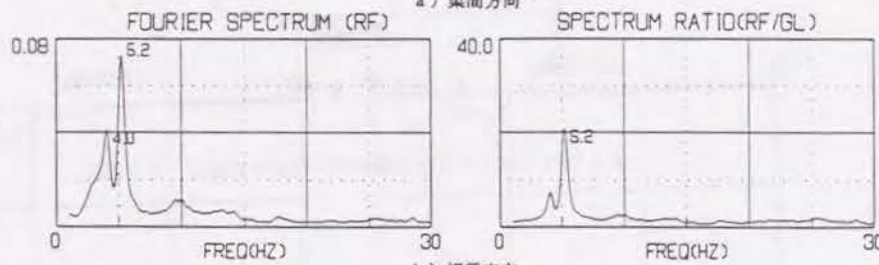


b) EW方向

図8.3.5(a) 小屋組のフーリエスペクトルと地面上に対する
小屋梁上のスペクトル比(H架構: サイトK 4、実験前)

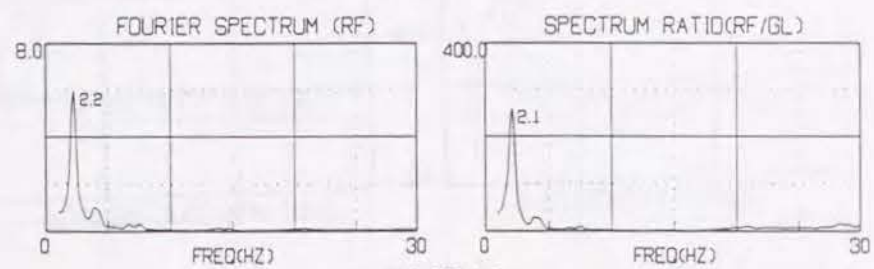


a) 梁間方向

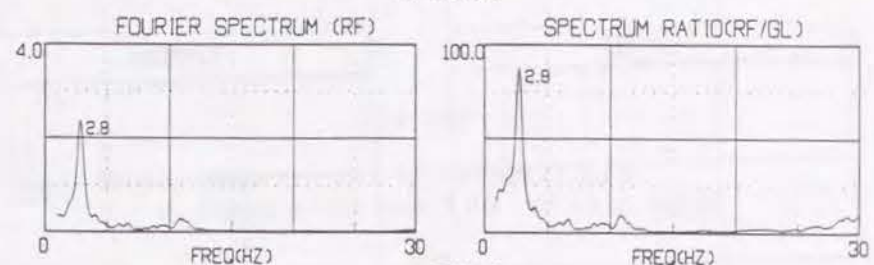


b) 桁行方向

図8.3.4(b) 小屋組のフーリエスペクトルと地面上に対する
小屋梁上のスペクトル比(TA部: サイトK 3、実験後)



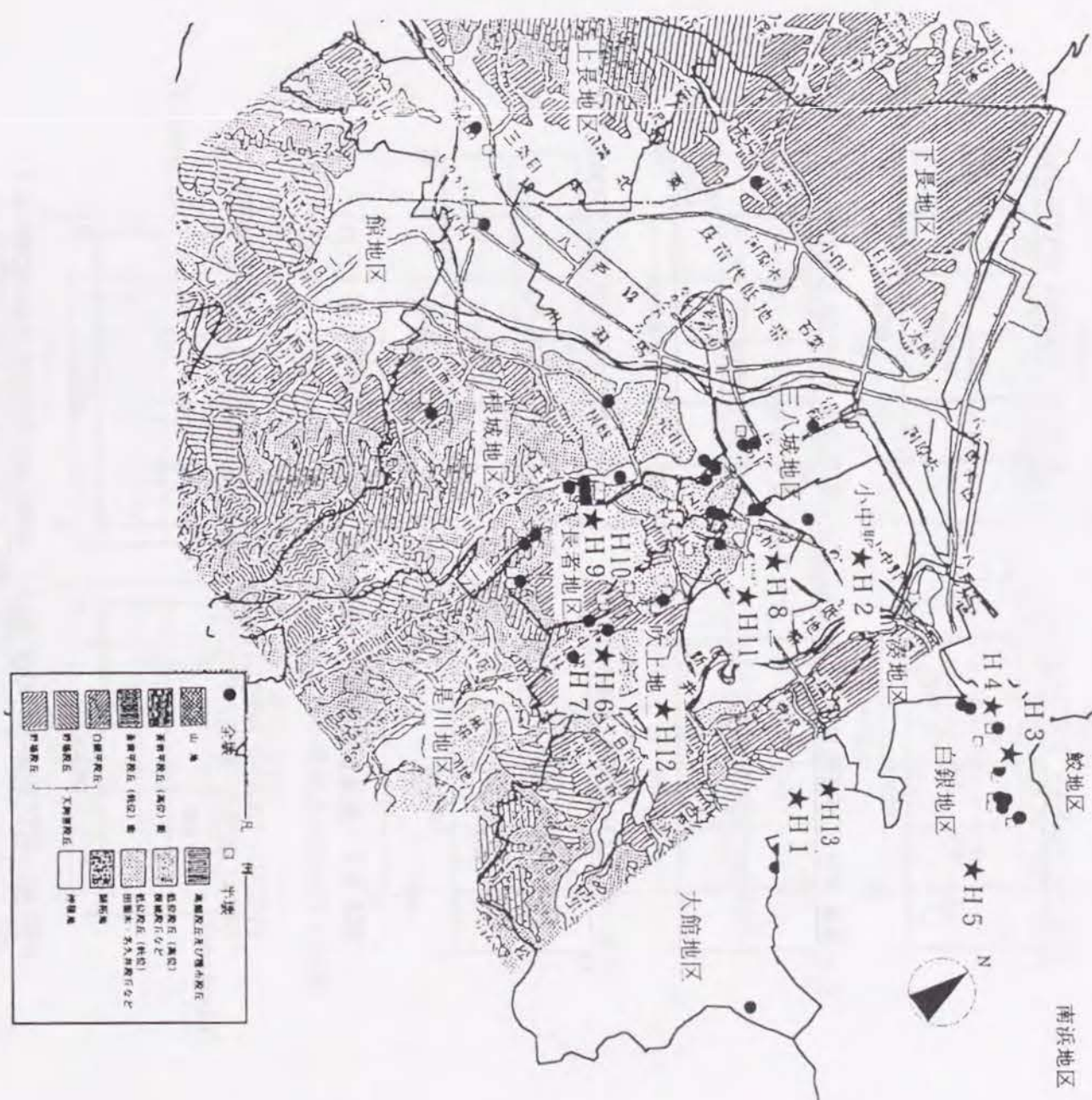
a) NS方向



b) EW方向

図8.3.5(b) 小屋組のフーリエスペクトルと地面上に対する
小屋梁上のスペクトル比(H架構: サイトK 4、実験後)

図8.3.6 微動計測の対象建物の位置 (八戸)



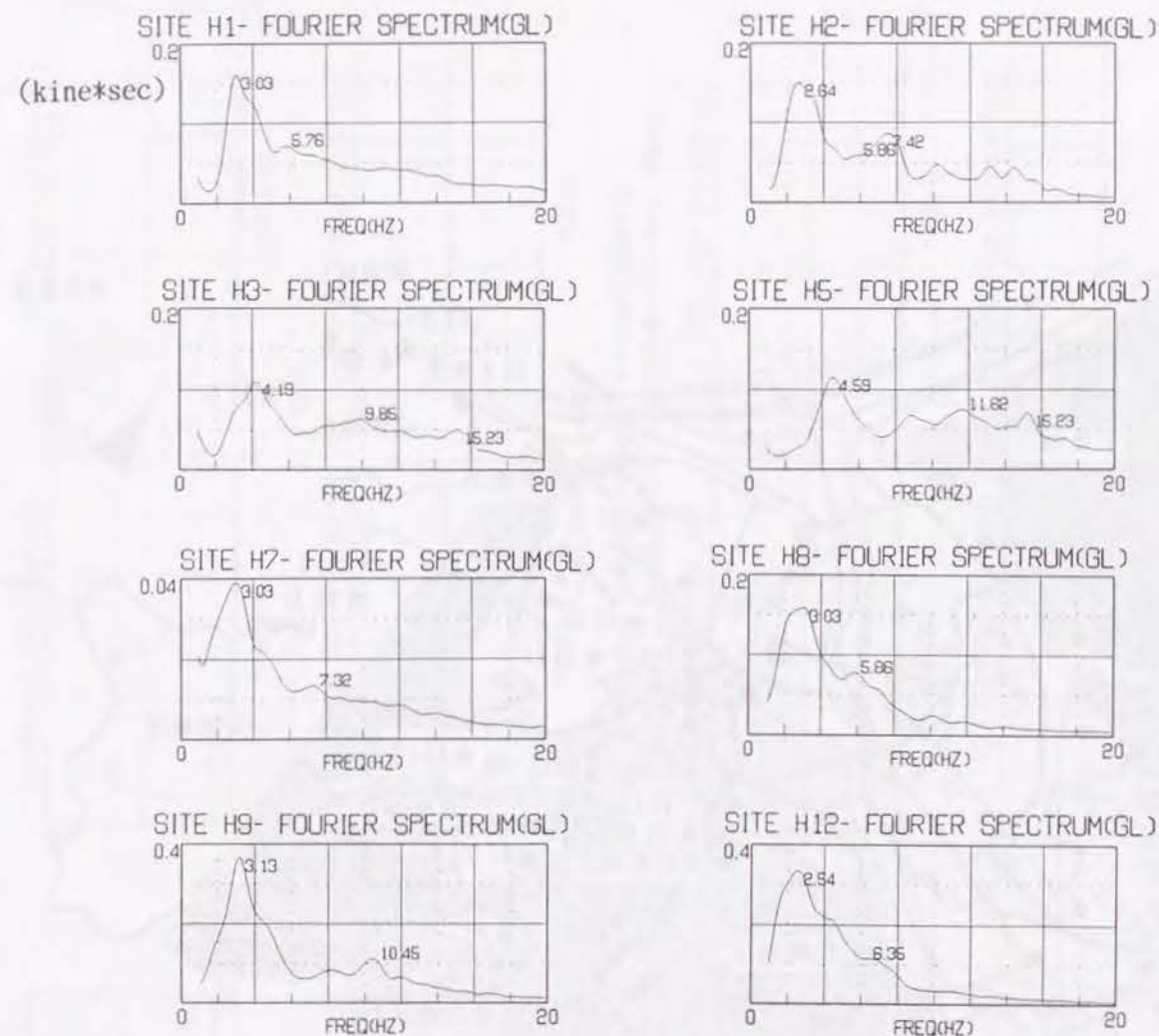


図8.3.7 各地点の地面上での振動のフーリエスペクトル（八戸）

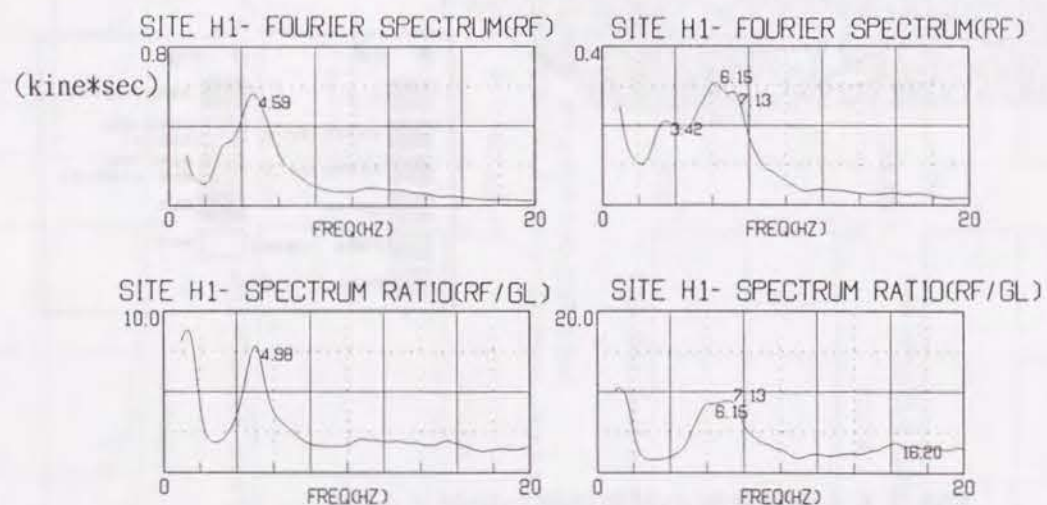


図8.3.8 小屋組のフーリエスペクトルと地面上に対する小屋梁上のスペクトル比
(M I 邸：サイトH 1、左：梁間方向、右：桁行方向)

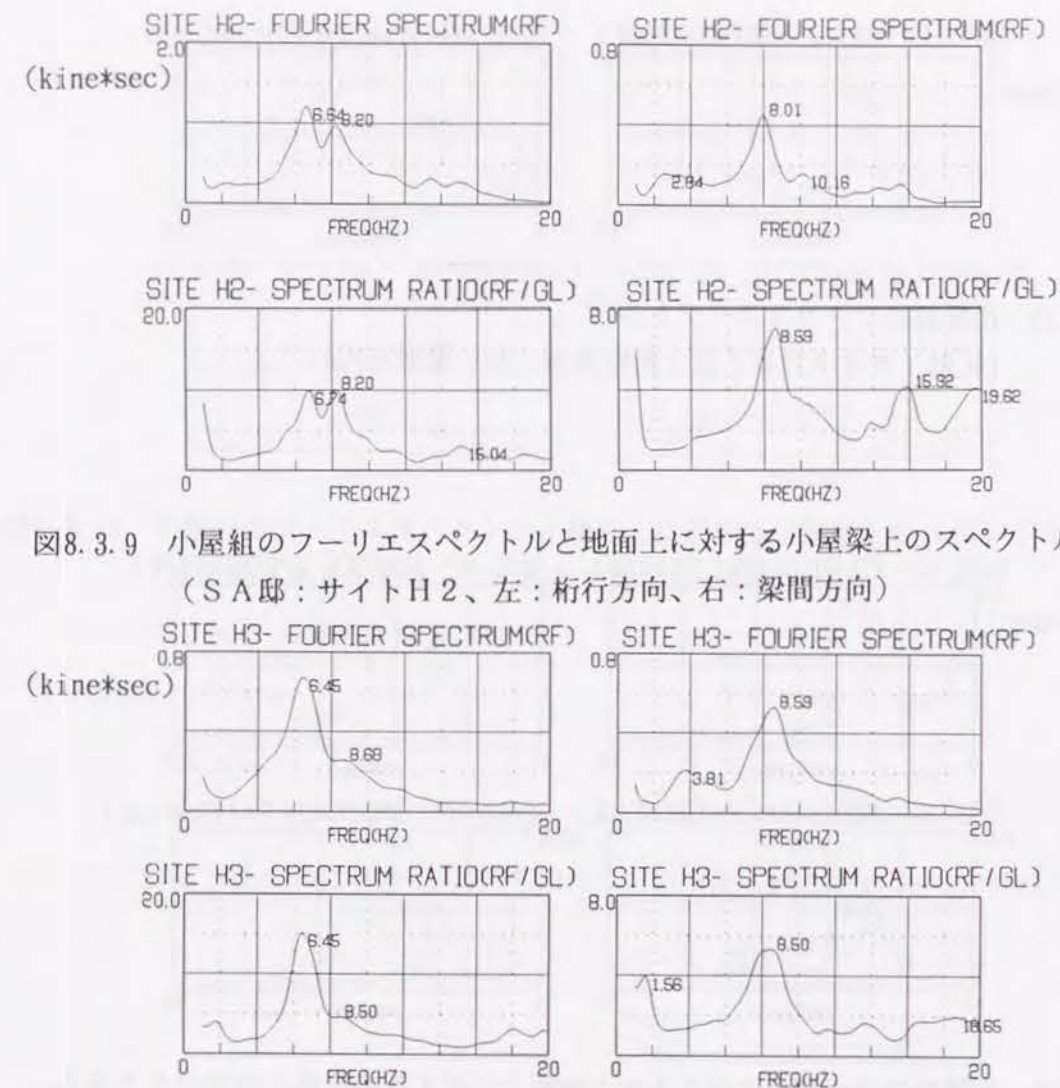


図8.3.9 小屋組のフーリエスペクトルと地面上に対する小屋梁上のスペクトル比
(S A 邸：サイトH 2、左：桁行方向、右：梁間方向)

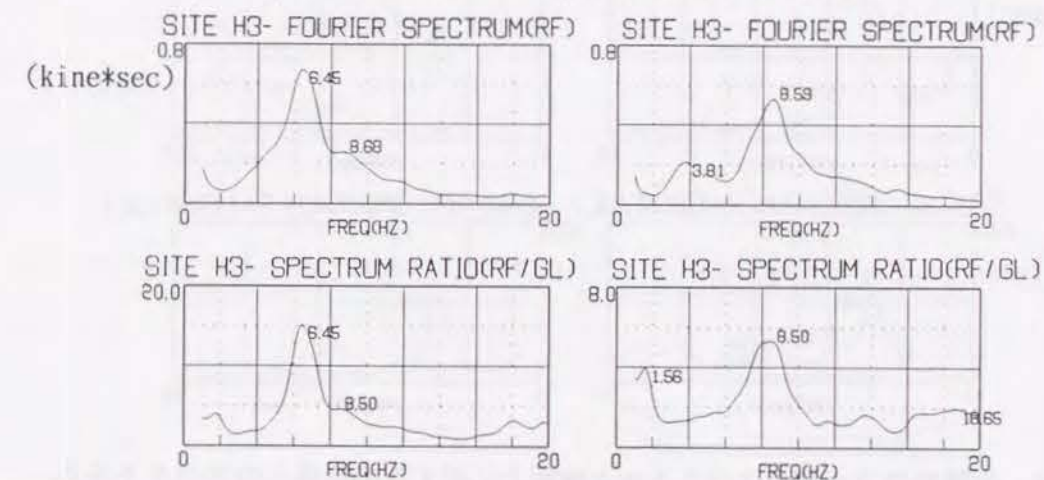


図8.3.10 小屋組のフーリエスペクトルと地面上に対する小屋梁上のスペクトル比
(S B 邸：サイトH 3、左：梁間方向、右：桁行方向)

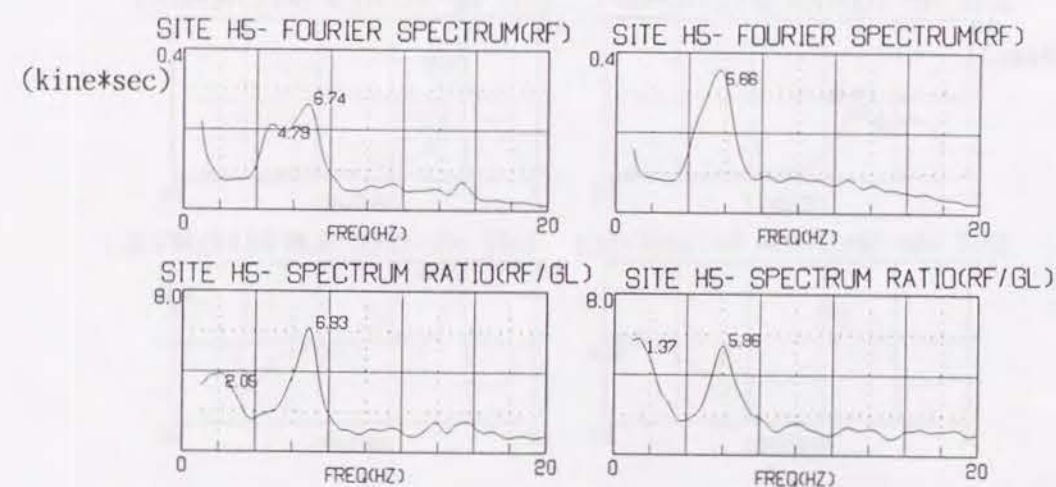


図8.3.11 小屋組のフーリエスペクトルと地面上に対する小屋梁上のスペクトル比
(S I 邸：サイトH 5、左：梁間方向、右：桁行方向)

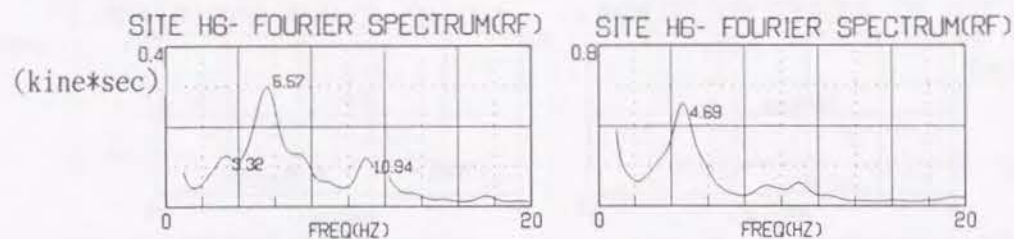


図8.3.12 小屋組のフーリエスペクトル
(K邸：サイトH6、左：桁行方向、右：梁間方向)

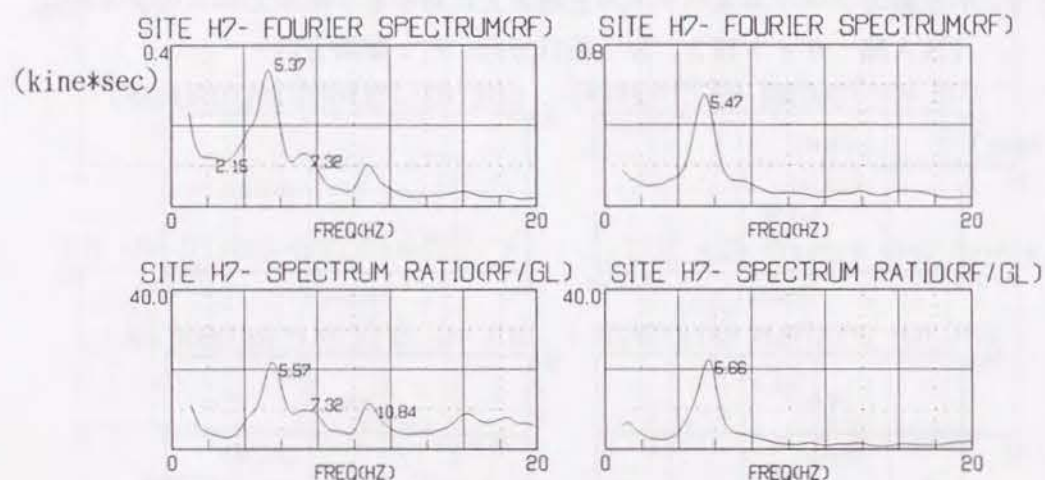


図8.3.13 小屋組のフーリエスペクトルと地面上に対する小屋梁上のスペクトル比
(Y邸：サイトH7、左：梁間方向、右：桁行方向)

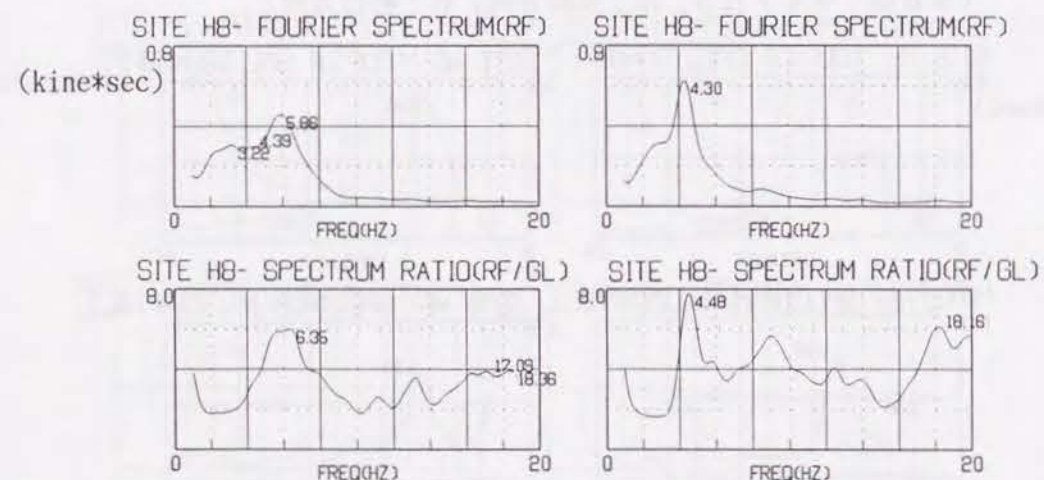


図8.3.14 小屋組のフーリエスペクトルと地面上に対する小屋梁上のスペクトル比
(O邸：サイトH8、左：梁間方向、右：桁行方向)

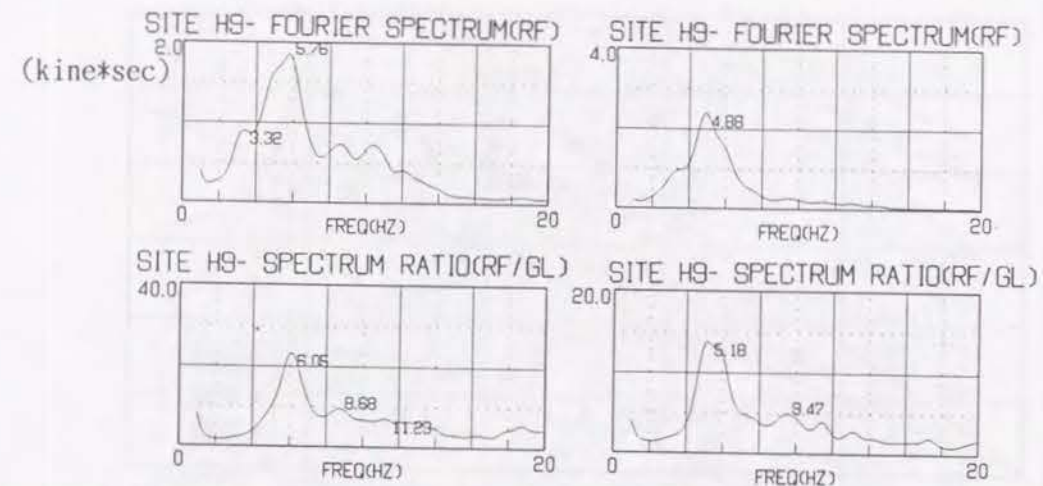


図8.3.15 小屋組のフーリエスペクトルと地面上に対する小屋梁上のスペクトル比
(MA邸：サイトH9、左：桁行方向、右：梁間方向)

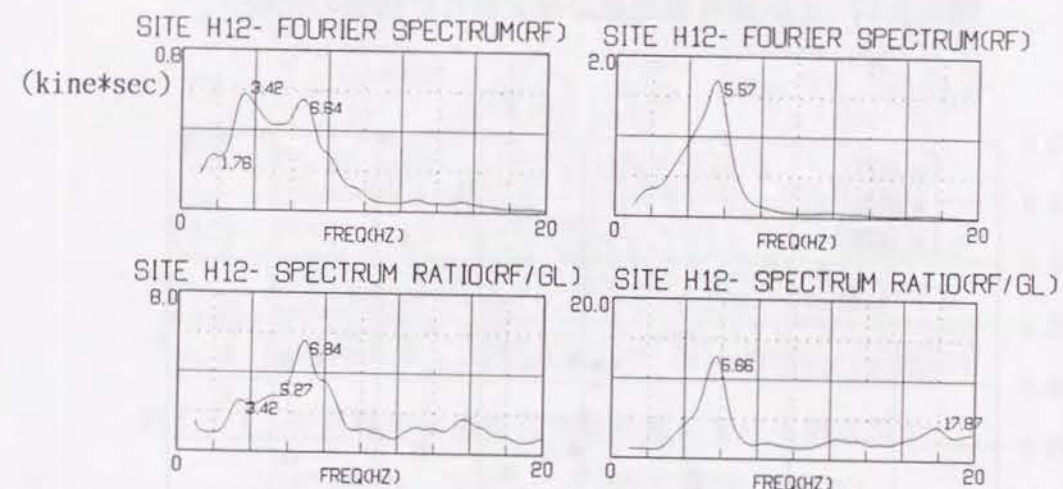


図8.3.16 小屋組のフーリエスペクトルと地面上に対する小屋梁上のスペクトル比
(A邸：サイトH12、左：梁間方向、右：桁行方向)

図8.3.18 建物各層の推定剛性と床面積の関係

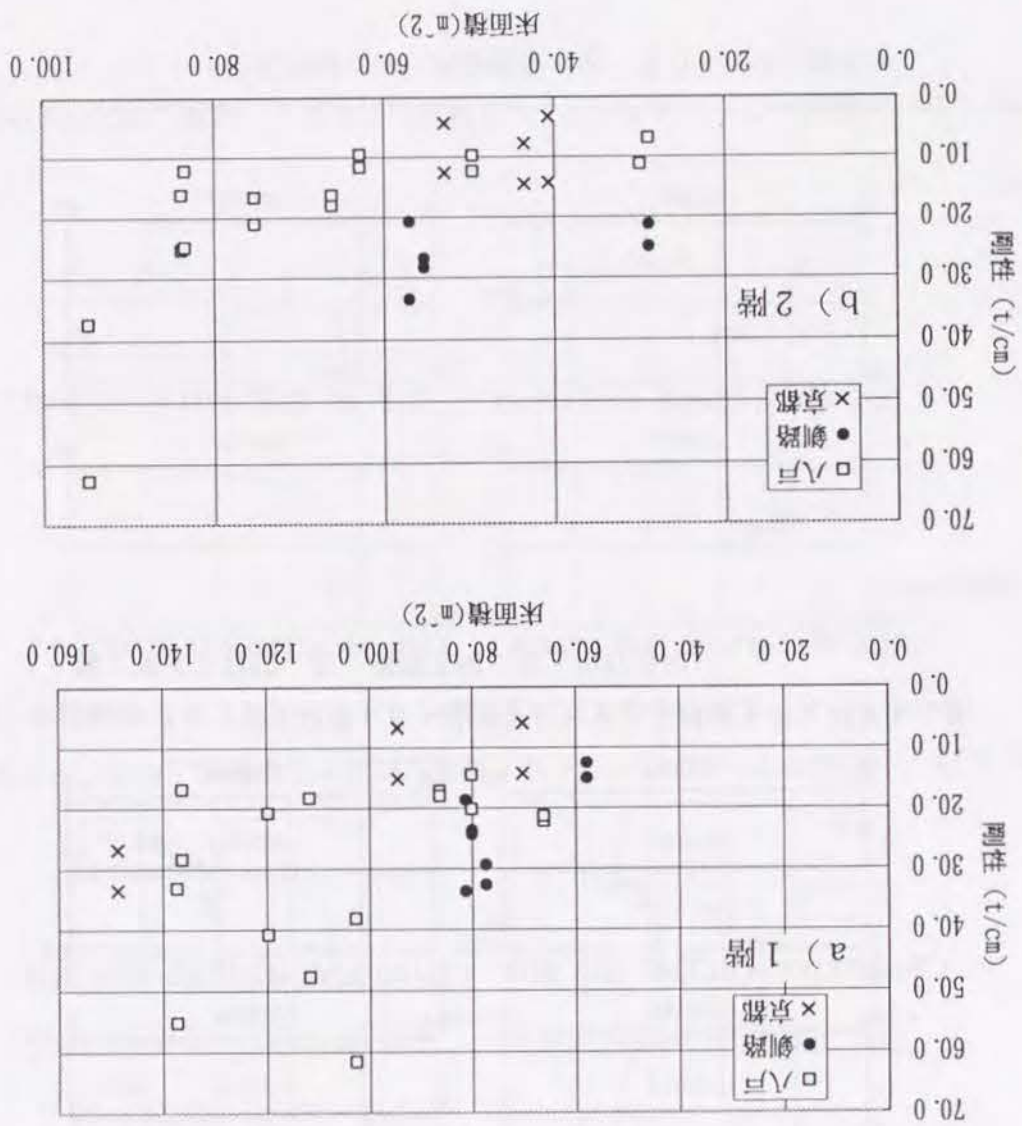


図8.3.17 1次固有振動数の推定値と計測値の比較

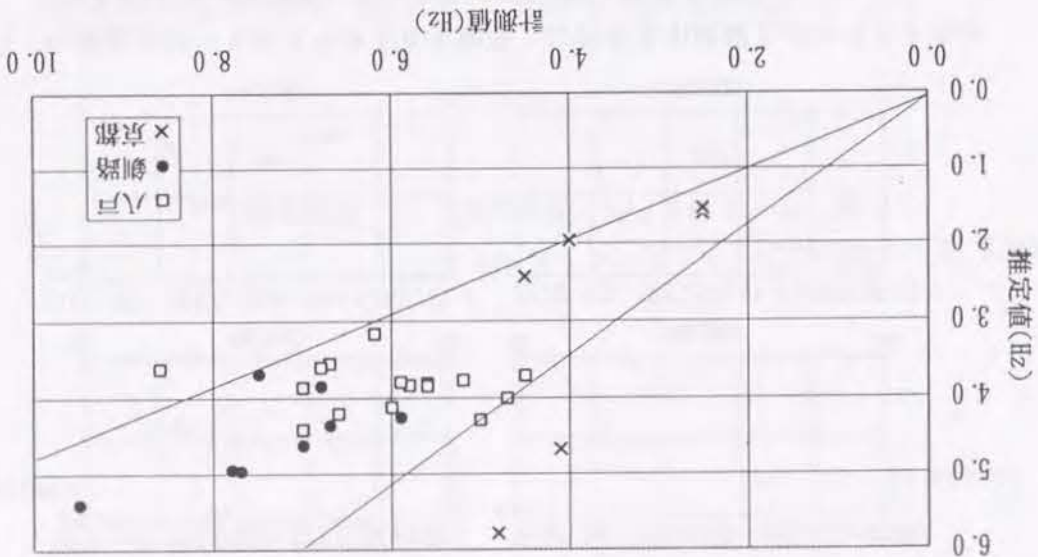
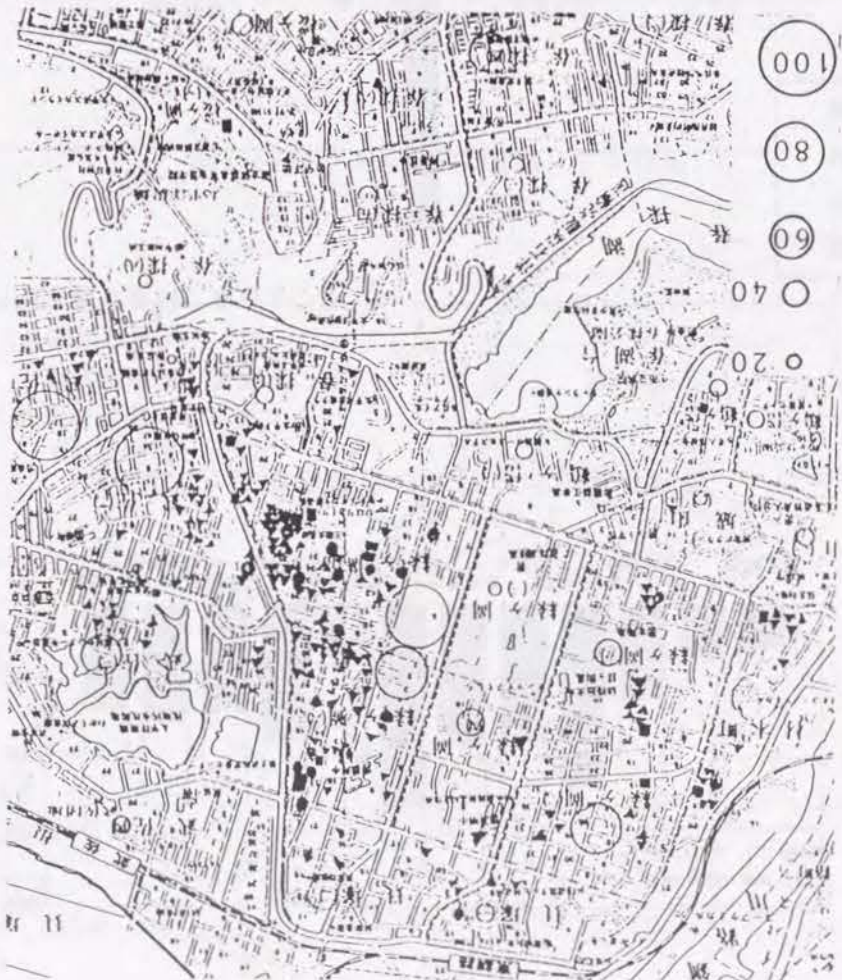


図8.4.2 緑ヶ園5、6丁目における被害箇所 (全壊：■印、半壊：◐印、一部壊：□印)



図8.4.1 旧釧路川以東の洪積台地部における被害箇所



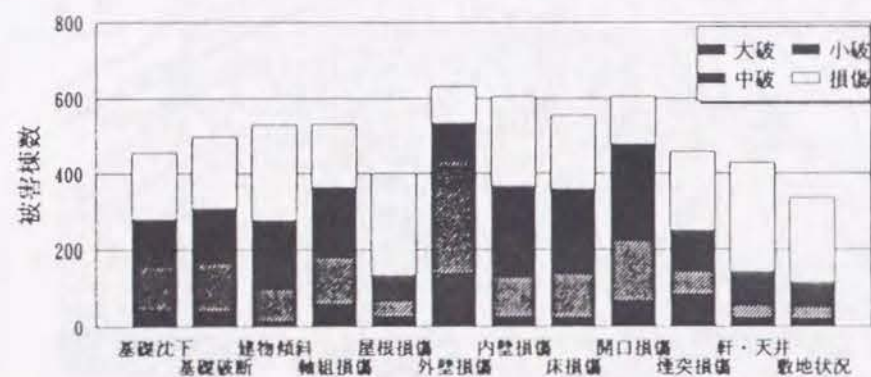


図8.4.3 建物各部位の被害レベル毎の件数

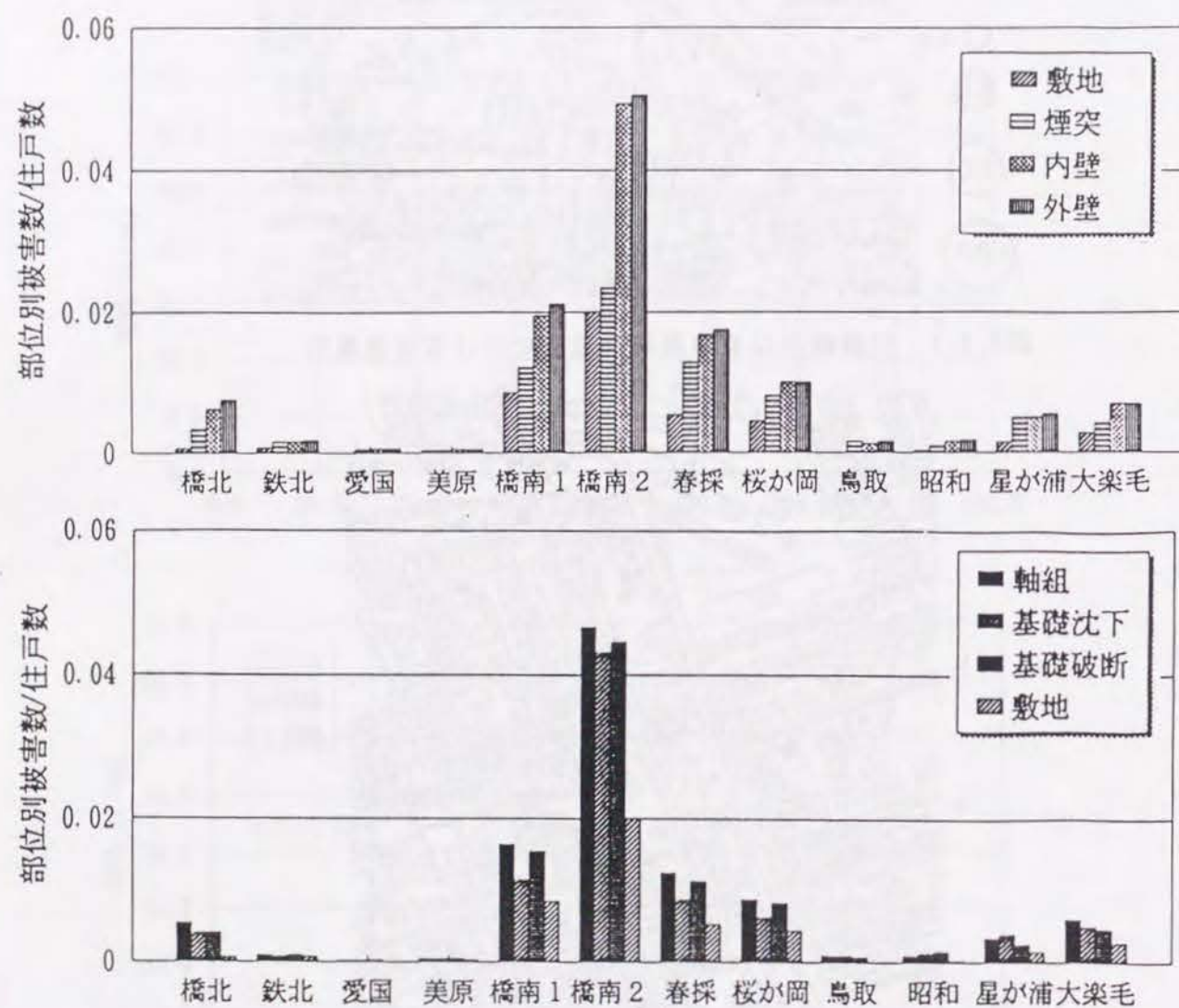


図8.4.4 釧路市各地区における部位別構造被害の小破以上の比率



図8.4.5 珠洲市における被害分布

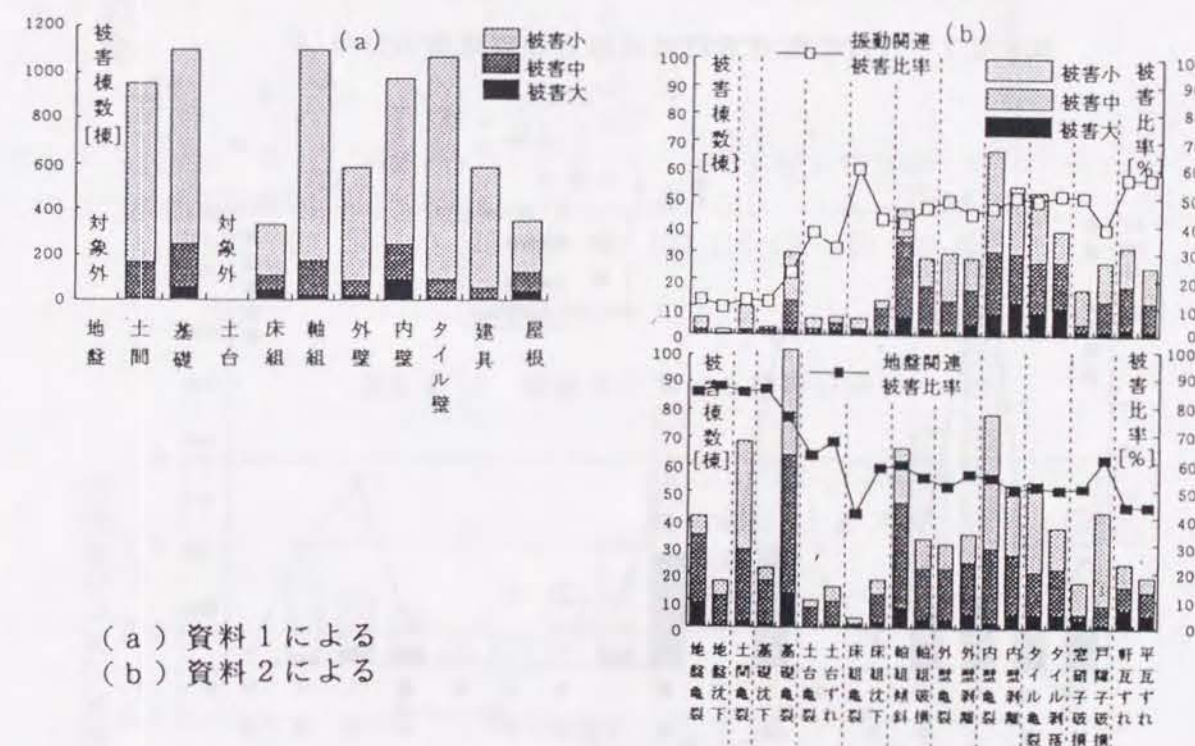


図8.4.6 構造部位別の被害棟数と被災率（珠洲市）

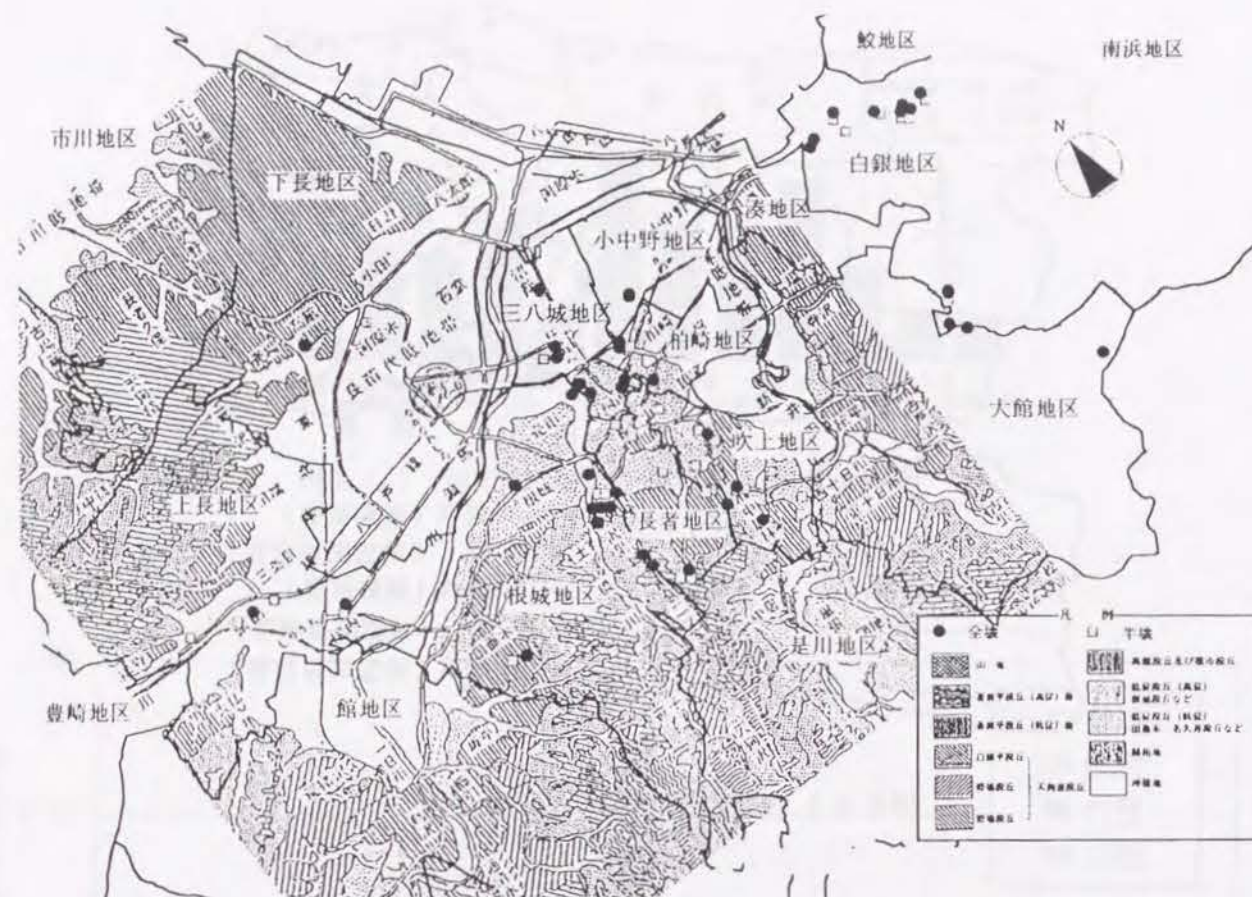


図8.4.7 八戸における行政区画と被害建物の分布¹⁰⁾

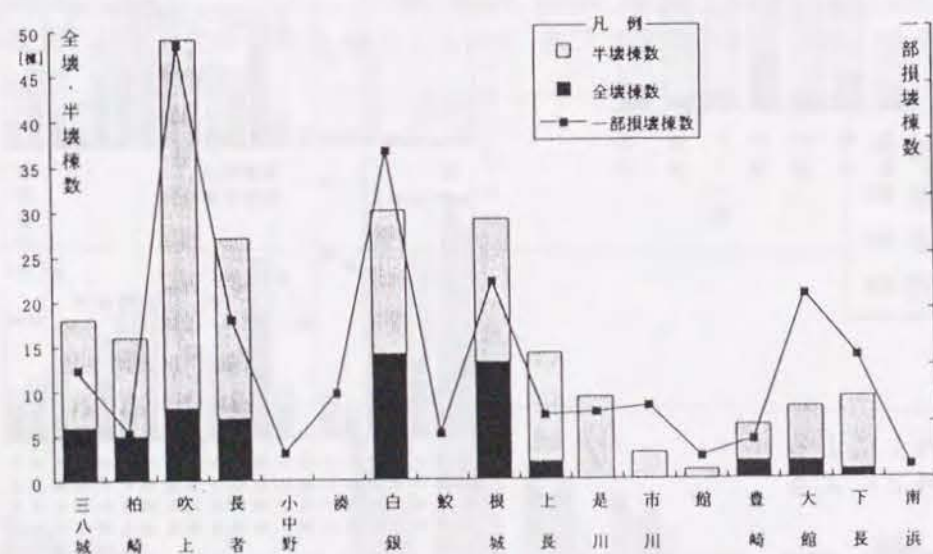


図8.4.8 地区別の全壊・半壊・一部損壊棟数の分布（八戸市）

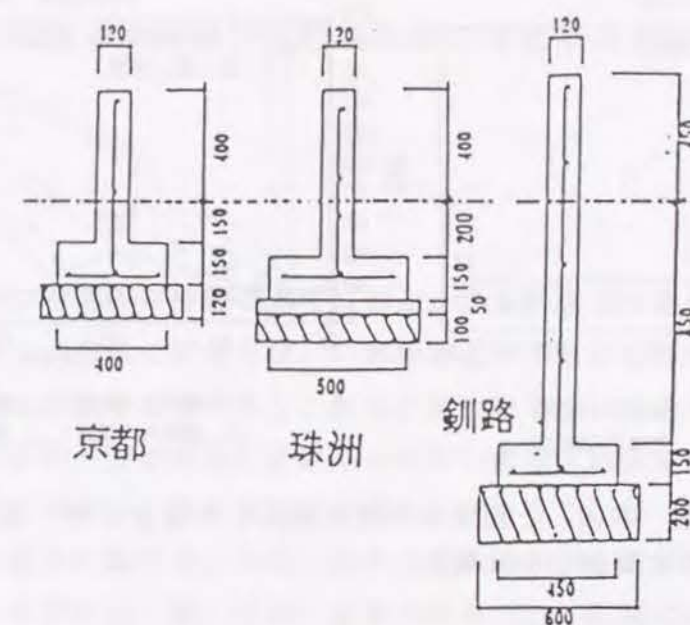


図8.4.9 釧路、珠洲、京都における標準的な基礎の断面

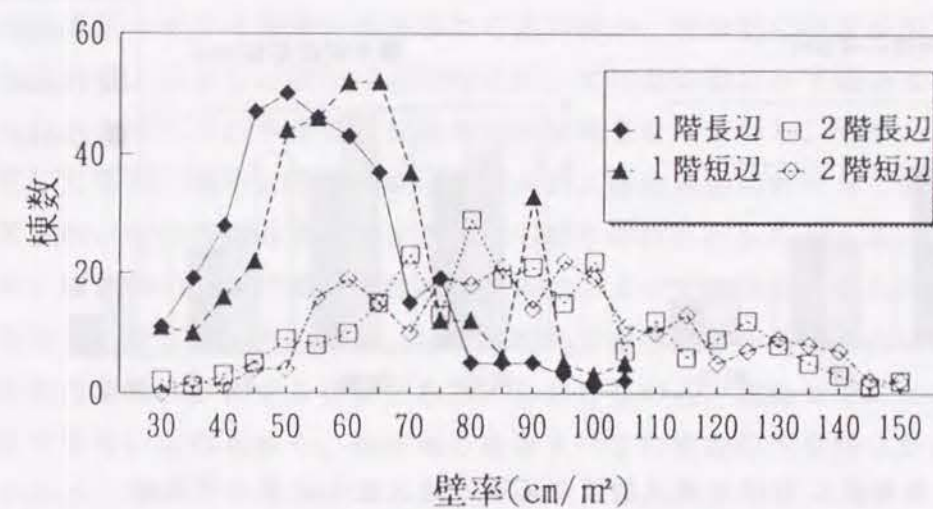


図8.4.10 釧路市における壁率分布

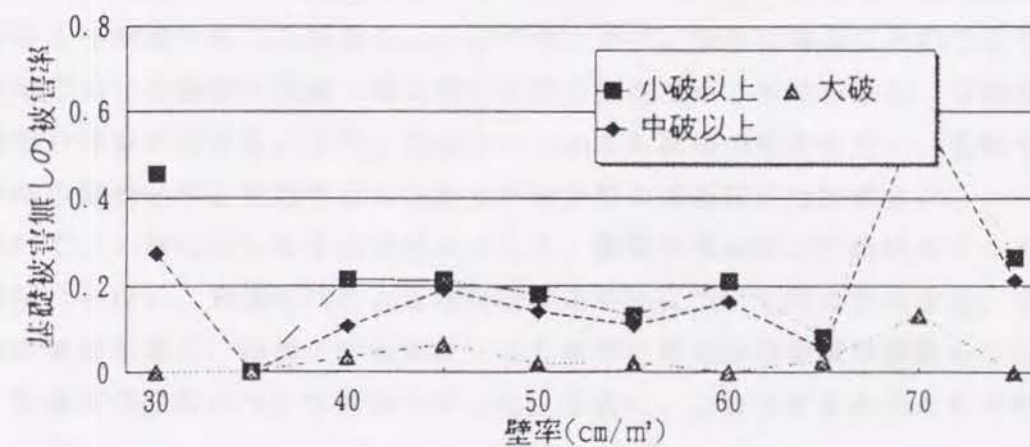


図8.4.11 壁率と被害率との関係

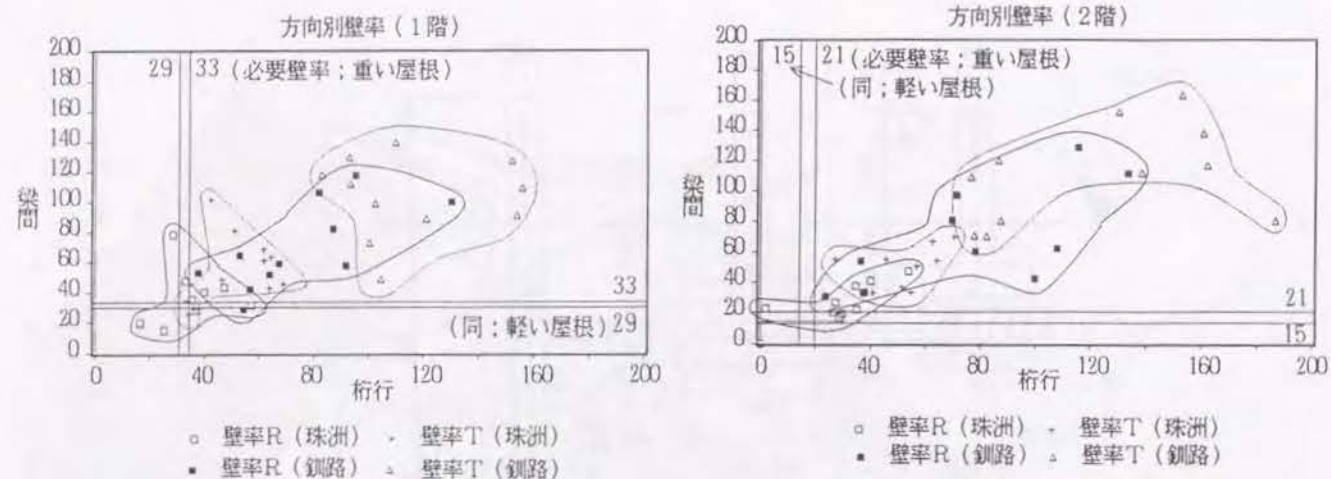


図8.4.12 規定内の壁率(R)と規定外の壁を算入した場合の壁率(T)
(釧路市と珠洲市の比較)

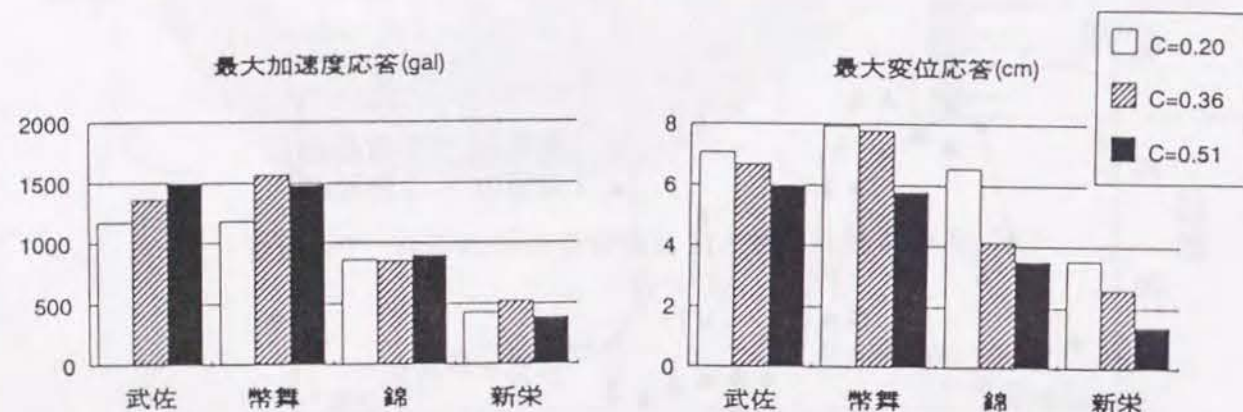


図8.4.13 各地区における最大加速度応答・最大変位応答の平均値

9. 都市域の変遷を考慮した建築物群の地震被害推定

9.1 概説

大都市の市域の時間的な変遷の中で、対象とする時点での建物群の耐震性の地域分布は常に変化している。市域の変遷とは、いわゆる近年の急激な都市化（市街化）を含む都市域の時間的な変化を表すものであり、拡大と縮小の2つに大きく分けることができる。しかし、そのどちらか一方の変化しか認められない都市は数少なく、一つの都市の中でもある地域では拡大に向かい、別の地域では縮小に向かうことが一般的である。またある時期を境に拡大から縮小に転じる、あるいはその逆に縮小から拡大に転じることがあることもある。拡大のタイプには、駅、工場、港等を拠点として周囲に広がる点的拡大、鉄道の軌道及び道路沿いに細長くのびる線形的拡大、全体的に密度が高くなる面的拡大が考えられ、一般にはそれらが複合された複雑な変化が見られる。一方、縮小のタイプには、都心の空洞化によるドーナツ化現象に代表される点的縮小、全体的に密度が低下する面的縮小などが考えられる。しかし、我が国の都市においては全体的にみて縮小よりも拡大の傾向が強くあらわれ、年々人口や産業、交通等の集積地となっている。もし、都市を直撃する地震が発生した場合、都市はその規模ゆえに人的、物的両面にわたって被害が大きくなることが予想され、また周辺地域に対する影響も計り知れないものがある。

一方、構造物の耐震性能は建物の建設年代によって変化し、それに伴って地震被害の程度も大きく異なる。そのため、都市建物の被害推定をするためにはこの建物群の耐震性の時間変化を明らかにする必要がある。しかしながら、建物の中には建設年代を確定することのできないものも多く、都市域の建物すべての建設年代を明らかにすることは極めて困難である。

本章の目的は、市域の変遷と構造物の耐震性の変化を考慮したうえで都市の震害推定を行う手法を構築することである。ここでは、まず、簡単に得ることのできる統計量を基に、都市域における建設年代別・構造別の建物分布を求める手法を示し、京都市域を対象として建物分布を推定する。また、宝塚市についても同様の推定を行い、全数データを基にした実際の建物分布と比較することにより本手法の妥当性を検証する。

次いで、4章に示した手法を基本として、建設年代に応じた動的モデルを設定して地震応答解析を行い、建設年代による建物応答の特性について明らかにする。また、いくつかの想定地震を考え、地盤の応答解析により京都市各地点の表層地震動を求め、その最大速度・加速度の分布について考察を行った。最後に、この波形を入力として建物の応答解析

を行い、想定地震発生時の京都市域における木造住宅の被害分布を推定し、その特徴を明らかにした。

9.2 京都市を対象とした建物分布の推定

9.2.1 京都市域の変遷と地震被害

京都市を対象とする理由は、西日本の地震活動が活発化しているとも言われるなかで、京都市は活断層を直下に抱えた大都市であるということと、西陣、祇園等に代表されるような古い瓦葺きの町並みが過密した都心の中で広範囲にわたって存在する一方で、郊外の丘陵地や河川の傍の沖積層の厚い地盤を造成して住宅建設が進行しているという、新旧の住宅地域が混在する都市として興味深いものであるからである。

京都市は過去には、1596年に伏見城天守閣を大破させたM（マグニチュード）7.5の地震、1662年に琵琶湖北西岸を中心に京都でも町屋倒壊1000戸、死者200人余りの被害がでたM7.3～7.6の地震、1830年に死者280人をだした京都直下のM6.5の地震等大きな地震による被害をたびたび経験してきた¹⁾が、それ以降の明治24年の濃尾地震（M8.0）、大正14年の北但馬地震（M6.8）、昭和2年の北丹後地震（M7.3）、同19年の東南海地震（M7.9）、同21年の南海地震（M8.0）、同23年の福井地震（M7.1）等、関西及びその周辺地域で発生した大地震では京都市に目立った被害はでておらず、またそのため住民の防災感覚も薄くあまり耐震性については考慮されずに市街化が行われてきたものと思われる。

他の近代都市の例に洩れず、京都市内でもビル群が建ち並び、東海道新幹線をはじめとするJR、私鉄、市営地下鉄の鉄道及び一般道路、高速道路といった交通網が整備されている。これらの中には高度経済成長期に十分な都市計画もないまま建設活動が進められたものもあり、耐震的にみて都市が脆弱化している可能性は極めて高い。また、京都市内には町屋と呼ばれる重い瓦を載せた古い木造建築である店舗兼住宅が多数残っており、地震による倒壊、さらにはそれに伴う大規模火災の危険性がある。兵庫県南部地震のような激震に襲われた場合、京都市も同様に壊滅的被害を受ける可能性がある。よって早急に地震防災対策を見直し、実行していかなければならない。建物群の耐震性向上を合理的に進めていくためにも、実際の都市の状況を反映した建物群の応答推定を行っていく必要がある。

9.2.2 住宅数推定に関する手法

ここでは、建築時期別、構造別の住宅数推定に関する手法について触れる。京都市の都

市域のほぼ全体を住宅数推定の対象とするため、上京区、中京区、東山区、下京区の全域及び、北区、左京区、南区、右京区、伏見区、山科区、西京区の一部に1km×1kmのメッシュを249個設定し、1つのメッシュ内に存在する住宅数を推定することとする。メッシュは密度として数値をそのまま取り扱うことができ、また周辺地域との比較に便利という利点がある。

住宅統計調査によって昭和23年から5年毎に、京都市内の行政区毎の居住世帯のある住宅数が調査されている。その数値をもとに国勢調査の際に設定される国勢統計区毎の住宅数を算出し、さらにその数値よりメッシュ毎の住宅数を算出するという手法について以下に述べる。

最新の国勢調査が行われた平成2年において、各メッシュの特性を最も反映していると思われる国勢統計区を1個選択しメッシュと国勢統計区を対応させ、それ以前においては国勢統計区の変遷を考慮して遡ることとし、メッシュ毎の住宅数を次式で算出することとする。

$$\text{メッシュ毎の住宅数} = \text{行政区の住宅数} \times \text{国勢統計区の世帯数} \times \text{市街化率} \times \text{メッシュ数} \\ \text{行政区の世帯数} \times \text{国勢統計区の面積} \times \text{市街化率の総和} \quad (9.1)$$

上式の意味するところは、国勢統計区の住宅数を、住宅数は世帯数に比例するものとして算出したのち面積で割ることによって住宅数の密度を求め、対応するメッシュが複数存在する場合は市街化率（後述）の比に従ってその数値を配分するということである。式中の各項目に代入する数値は以下のようにして算出される。

a) 行政区の住宅数

総務庁発行の『住宅統計調査報告 京都府』昭和23、28、33、38、43、48、53、58、63年の各年度の市、区編に掲載されている、行政区毎の建築時期別、構造別の住宅数の数値を利用することとする。同調査は総務庁統計局が5年毎に都道府県、市、区その他を単位として行っている、住民に対するアンケートによる標本調査であり、その中の一つに「住宅の種類、構造、建築の時期別住宅数」という項目がある。調査年度によって異なるが例えば昭和63年度では、住宅の種類には専用住宅、農林漁業併用住宅、店舗その他の併用住宅の3種類、構造には木造、防火木造、非木造の3種類、建築の時期には終戦前、終戦時～昭和35年、昭和36年～45年、昭和46年～50年、昭和51年～55年、昭和56年～60年、昭和61年～63年の七種類と不詳がある。本論文では住宅の種類を区別せず住宅総数を扱い、行政区毎の建築時期別、構造別の住宅数にまとめることとした。

住宅数の数値は住宅統計調査が住民に対するアンケートによる標本調査であることから必然的に誤差を含むものであり、住民が建築時期及び構造を誤認したり、また概数である

ことから建築時期別、構造別の数値の合計が、若干ではあるが総数に一致しない場合がある。これらの理由により、同調査の数値をそのまま信頼して利用することには問題があるものと思われる。しかし、市全域で定期的に住宅の建築時期及び構造を明らかにする調査は本調査以外には見あらず、ここでは数値をそのまま信頼することとした。ただし、昭和28、33、38年の各年については京都市全体の数値しか掲載されていないため、この3回分は本研究では扱わないものとした。また、昭和48年については総数は掲載されているが、建築時期別、構造別の住宅数の数値は掲載されていなかったため、昭和43、53、58、63年の数値より推定を試みたが、昭和43年から昭和63年までの20年間における建築時期別及び構造別の住宅数の総数に占める比率の変化のパターンは行政区毎に異なり、それ以前のある時期に建てられた住宅数がある期間にわたって増加する、あるいは防火木造が減少し木造が増加するといった問題もあり、個別に対応することが困難であった。そのため全行政区において昭和43年と昭和53年の建築時期別及び構造別の住宅数の総数に占める比率の中間値を昭和48年の総数に掛けることによって算出した数値を以て昭和48年における住宅数とする。その際、10年という期間に揃えるため昭和43年における昭和36年から昭和43年までの住宅数を5/4倍した数値を以て昭和43年における昭和36年から昭和45年までの住宅数に代用した。

b) 行政区の世帯数

京都市総務局総務部統計課発行の『京都市長期統計書』に掲載されている、国勢調査による行政区毎の世帯数を利用することとするが、国勢調査は昭和22、25、30、35、40、45、50、55、60、平成2年と終戦後はほぼ5年毎に行われており、住宅統計調査年度と国勢調査調査年度とはズレがあるため、本論文ではメッシュ毎の住宅数の推定を行う立場から住宅数の数値を重視し、住宅統計調査年度に統一するため行政区の世帯数の推定を行うこととする。同様の理由によって推定した国勢統計区の世帯数（後述）を行政区毎に集計した数値を以て行政区の世帯数とした。表3の「推計世帯数」はその数値（単位は戸）であり、また表中の昭和23、28、33、38、43、48、53、58、63年における「世帯数」は『京都市長期統計書』に掲載されている京都市総務局総務部統計課が独自に算出した数値である。

c) 国勢統計区の世帯数密度

国勢統計区は5年毎に行われる国勢調査の際に設定される元学区の区境に倣った最小集計単位であり、住宅統計調査の行われた昭和23、28、33、38、43、48、53、58、63年における世帯数密度を国勢統計区毎に推定することとする。

(d) 市街化率

昭和35年以来の国勢調査の際に設定される人口集中地区を掲載した『国勢調査報告』お

よび『地図にみる京都の歴史』より昭和25、35、40、45、50、55、60、平成2年における市街地の範囲を決定し、メッシュ内の市街地の割合を目測で0、20、40、60、80、100%の6段階で読むことによってそれぞれのメッシュがどれだけ市街化されているかを表す市街化率を出すこととする。人口集中地区の設定基準は、「市区町村の境域内で人口密度の高い調査区が互いに隣接して、その人口が5000人以上となる」ことであり、「農漁村的地域」に対して「都市的地域」であるとされている。0%についてはこのままの数値ではメッシュの住宅数が0となるので、人口集中地区における人口密度を100%とした時の人口集中地区外の人口密度を昭和35年から平成2年まで計算しその平均値である1.79%を市街化率とし、昭和35、40、45、50、55、60、平成2年以外の年度においてもこの数値を準用することとする。

e) メッシュ数

1個の国勢統計区に対応するメッシュの総数であり、対象外のメッシュもこれに加えることとする。

f) 市街化率の総和

1個の国勢統計区に対応するメッシュの市街化率の総和であり、対象外のメッシュの市街化率もこれに加えることとする。

京都市内の行政区毎の住宅数は住宅統計調査によって昭和23年から5年毎に調査されている。しかし、信頼できるデータが見つからないそれ以前の年代については上記の手法により構造別・年代別の住宅数を求めることは出来ない。よって、住宅数の代わりに内閣統計局による調査及び国勢調査によって判明している行政区毎の世帯数を利用し、上記の手法を援用して、その数値よりメッシュ毎の世帯数を算出し、住宅数を推測する。

9.2.3 京都市の建物分布の変遷

上記の手法により明治31年以降の住宅分布の変化、昭和23年以降の5年毎の構造別の住宅分布の変化、およびある時点での構造別・建設年代別の住宅の地域分布が求められる。以下に得られた推定結果について、その一例を示す。

図9.2.1には京都市域における市街化率の推移を示す。図中のメッシュの示している区域は当時の京都市域に相当する。黒い方が市街化率の高い地域を示している。

明治31年では市街化率が100%近いのは西陣および四条烏丸から祇園にかけてのみであるが、徐々に面的に市街化が進み、昭和15年には周辺部へ線的に市街化が進み、現在の京都市の基礎が完成している。昭和43年以後では面的な広がりとなり、今日の京都市へ至っている。

図9.2.2には住宅総数の変化の状況を同様に示す。昭和23年の時点では住宅密集地は西陣・祇園周辺・九条・桃山あたりに限られる。それ以後、市街地は東・西・南への線的な拡大が目立つが、昭和43年頃からは面的な拡大へと移行し、住宅地も岩倉、山科、醍醐、桂などへ広がっている。それ以後は周辺部の向島や洛西のニュータウンが開発され、昭和63年では市街化率が90%以上に地域は対象地域の3割を越えている。

図9.2.3には、現在の耐震性の水準に比べるとかなり性能が劣ると考えられる昭和45年以前に建てられた木造住宅および非木造住宅の分布を示す。

古い木造住宅は西陣（図中記号B）を中心とする古い市街地に多く存在し、1km平方当たり2000-3000軒の密度となっている。また、周辺部へ行くほど奮い立て物は少なくなっている。しかし、周辺の新しい市街地の中でも、江戸期以来の集落がある山科（E）や伏見（G）では古い建物がやや多い。

非木造住宅も分布の傾向はほぼ同じで、町の中心に古い建物が多く存在するが、住宅数は木造に比べると一桁少ない。

図9.2.4には、図9.2.3中に示したAからGの地点に関して、昭和63年における建設年代毎の木造住宅の棟数を示す。市中心部（B、C、D）では木造住宅の総数はその他の地区のおよそ倍の値を示している。また、西陣（B）や祇園（C）では戦前に建てられたものが依然として半数以上を占めている。非木造住宅についても同様の形にまとめたが、BやCで古い建物が若干見られるものの、各地区とも昭和46年以降に建てられたものが多数を占めている。ただし、西陣（B）では新しい建物が他の地区よりかなり多く、古い木造住宅が近年になって急激に非木造住宅に建て替わっていることを反映しているものと考えられる。

以上、本手法により得られる結果の一例を示した。本手法によって図9.2.1や9.2.2に示したような都市域の時間的な変化および各地域に存在する建物群の変化を年代毎に明らかにすることが出来る。一方、図9.2.4に示したように、対象とする時点を決めて、その時点における各地域の構造物の構造別・年代別の構成も推定することが可能となる。これらのデータは、より詳細に都市域の耐震性を評価する際には非常に有用となろう。

9.3 建設年代別の木造住宅の被害推定手法

9.3.1 動特性のモデル化

木造住宅の応答推定に関しては、これまで、主に新耐震設計法の施行前後で分類して実験結果および壁率調査結果を基に動特性をモデル化してきた。ここでは、より建設年代の特性を反映できるよう、モデル化の方法を修正した。

4章に示したように、木造住宅における耐震壁の構法は古い順に、

- 1)筋かいのない土壁、
- 2)筋かい+下見板など、
- 3)筋かい+内外装壁、
- 4)構造用合板による壁構法、

に大きく分けられる。4章では主に筋かいの有無について着目し、復元力特性のモデル化を行ったが、ここではこれらの構法による特性の違いをより詳細に反映させるため、既往の実験結果を基に上記1)から4)の壁の種類毎に構造物各層の復元力特性を設定した。

各モデルの包絡線については、壁倍率算定のための基礎資料となった壁パネルの実験およびその他の既往の壁パネルに関する実験例を参照して、実験結果を上記4つの壁に分類し、そのそれぞれについて4章の手法と同様に、それぞれのグループを代表する包絡線を設定した。また、倒壊に至るまでの挙動を表現できるよう、既往の研究結果を参照しつつ、第3折れ点以後の負の剛性を設定した。

履歴特性については、履歴ループまで明らかにされた実験例が少ないので、4章と同様、筋かい無しの壁、筋かいのある壁、枠組壁工法による壁の3種に分類整理し、トリリニアモデルとスリップモデルの重合率 α をそれぞれ再度求めなおした。なお、上記のモデルの復元力特性の設定に関しては、大変形時の挙動を正確に追跡できるよう、P- Δ 効果も考慮している。

一方、構造物群の耐力分布を設定するためには壁率の分布が必要であるが、既往の調査結果では、昭和25年頃、昭和45年頃、新耐震施行直前、新耐震施行直後の4段階の壁率の分布例^{2, 3, 4)}が得られている。ここでは、この4つの壁率分布を上記の壁構法の復元力モデルと組み合わせ、4つの年代（A～D）の構造物に対応する動特性のモデルを構築した。建設年代以外には屋根の重さ、建物階数を考慮している。木造住宅の年代別のモデル化について表9.3.1にまとめる。

9.3.2 モデル建物の応答性状

上記のそれぞれのモデルを対象に、最大加速度と最大速度の組み合わせを変えた模擬地震動を作成し、これを入力として地震応答解析を行い、これまでに構築してきた地震被害推定手法を用いて構造物の半壊率・全壊率を求めた。入力波は各ケース（全部で1000ケース程度）について位相情報を変えて50波作成し、変位応答の平均と分散から被害を推定した。半壊率はこれまで通り変位5cmを尺度として判定した。全壊率については構造物が劣化し復元力の包絡線が0をクロスした点で倒壊とみなし、50回の計算の内何回倒壊する

かを算出し全壊率とした。

図9.3.1には昭和25年以前、昭和45年頃、昭和56年以後の建物に関して被害率（縦軸）と最大速度（横軸：VGMAX）との関係を示す。また、昭和25年以前ものについては比較のために最大加速度（AGMAX）との関係もあわせ示した。

昭和25以前の建物の被害分布（モデルAH2）を見ると、半壊率、全壊率ともに入力の最大化速度との関係ではかなりばらつきが生じるのに対し、5章に示したように入力の最大速度との関係では相関の高い関係が見られた。この傾向は他のすべてのモデルについても同様であった。また、速度－被害率の関係はきれいな分布曲線を示すことも見て取れ、この分布を正規分布の累積分布関数で表現することが可能であろう。

以後は最大速度と被害率の関連を見ていくが、昭和25年以前の建物でも平屋になると（AH1）、半壊率は依然高くなるものの全壊率はかなり小さくなる傾向を示している。また、2階建てでも昭和45年頃の建物（BH2）は全壊率はかなり小さくなる。しかし、最大速度が50kine程度を越えると急激に被害率は大きくなる傾向を示す。昭和56年以後の建物はかなり耐震性が高くなり、ある程度最大速度が大きくなっても半壊率は高くなるものの全壊率はあまり大きくなりえない傾向を示している。また、昭和56年以後の建物で平屋かあるいは2階建てでも屋根が軽ければ最大速度60kine程度まではほとんど全壊被害は発生しないことが見て取れる。

これらの図より半壊率が50%となる速度、および全壊率が0%でなくなる速度を求め表9.3.2にまとめた。半壊・全壊とも構造が新しくなるほど高い入力レベルで発生するようになるが、半壊50%のレベルが余り変化しないのに対し、全壊が発生する入力レベルは構造物によって大きく変化していることが明らかである。この様な被害発生傾向の差が兵庫県南部地震の際の木造建物の被害発生率の差にもなって表れたものと考えられる。

9.3.3 表層地震動の推定

京都における想定地震として、既往の地震被害資料¹⁾を参照して震央距離と震央の方向から以下の3つのように定めた。

B:琵琶湖西岸の地震（京都の北東、震央距離45km）

S:京都南部の地震（京都南部、震央距離45km）

N:京都近傍の地震（京都北部、震央距離20km）

ここでは、各地点の表層地震動を以上の3種の地震を想定して推定した。

地震のマグニチュードMは3つの想定地震に対応する既往の被害地震のものを中心に变化させた。このマグニチュードと震央距離を用いて4章に示した杉戸らの手法を用いて工

学的基盤の地震動を推定した後、各地点の代表的なボーリングデータを用いて表層地盤をせん断質点系にモデル化し、4.5.3に示した非線形地震応答解析によって各地点の表層の地震波形を求めた。

図9.3.2、9.3.3にはその一例としてマグニチュード7.8とした場合のケースB（B78）およびケースS（S78）における各地点の表層地震動の最大加速度・最大速度の分布を示す。

南部の地震の場合（ケースS78）は京都市の最南部で最大速度55cm/s以上、北部の山際で35cm/s以下の値を示した。南部では震央距離が短くなる一方、地盤は相対的に軟弱になるため最大速度が大きくなり、北へ行くほど最大速度は単調に減少する傾向を示す。一方、最大加速度の分布は、加速度の出やすい硬い地盤が相対的に距離減衰の大きな北部に位置するため、速度のような系統的な変化は見られなかった。

一方、ケースB78の場合は震央距離が短くなる北部の地盤は比較的硬く、加速度が出やすい構造のため、ケースS78の場合とは反対に、加速度分布は北高南低の傾向を示すのに対し、速度は北部でやや速度が大きくなるものの市域全体ではあまり大きな変化は示さなかった。

このように想定した地震の震央方向と対象地域の表層地盤の特性の分布との関係により、各地点の最大加速度・最大速度の分布の傾向は大きく変化する。地震被害推定のための入力分布を求めるに当たってはこの点についても多くの注意を払う必要がある。

9.3.4 建設年代別の木造住宅の地震応答推定

9.3.1に示した年代別・タイプ別の動的モデルおよび9.3.3で求めた京都市域の各地点における表層地震動を用いて各モデル毎の建物の応答解析を行ない、その結果と9.3に示した年代別住宅分布と組み合わせて木造住宅の地震被害分布を求めた。

図9.3.4、9.3.5には図9.3.3の2つの想定地震に対する被害の分布（半壊棟数、全壊棟数、半壊率、全壊率）を示す。琵琶湖北西岸の地震（B78）では、半壊率は広い地域で90%を超える。全壊率は古い住宅が多い市中心部で5-10%程度のやや大きな値を示す傾向となった。被害棟数で見ると、西陣や祇園の周辺では1km²あたり300-500棟の倒壊家屋が発生することが示されている。

京都南部の地震（S78）では速度分布が南高北低の傾向を示すために、住宅被害も同様の傾向を示している。全壊率は最南部で20-30%の値を示すのに対し、北部では数%程度と、大きな差が生じた。しかし、被害棟数で見ると、全壊数は最南部で最も大きくなるが、それに次ぐ被害は市中心部に発生し、半壊棟数も市中心部で大きくなる傾向を示している。この様に、各地点の建物分布の差異により、全体的な被害率とは異なり、被害棟数は異なるものとなってくる。

図9.3.6には、図9.2.3で示した7地点における、昭和25年以前、昭和45年頃、新耐震施行以後の2階建て木造住宅、および昭和25年以前の平屋住宅についてのモデル毎の

全壊率を示す。ケースS78では昭和25年以前の古い建物は地点Aで14%、地点Gで40%近い値を示す。25年以前の平屋や45年頃の建物は西部や南部の速度が大きくなる地域でのみ被害を生じている。新耐震以後の住宅はこの程度の入力ではほとんど倒壊していない。一方、ケースB78ではS78に比べると入力強度が全般的にやや低いこともあり、ほとんどの地点で25年以前の建物に被害は集中している。

図中の太線は建物分布を考慮して求めた各メッシュの総合的な全壊率であるが、ケースS78では古い住宅の多いBやCでは被害程度の大きかったGと同程度の被害率となり、ケースB78では被害はB、Cに集中する結果となった。逆に、入力が極めて大きくなるGを除き、周辺の住宅地は相対的に新しい住宅が多いために被害は押さえられる傾向を示した。また、昭和56年以後の建物(○)はこの程度のレベルの地震に対してはほとんど倒壊していない。このことは、既存の住宅の耐震性を新耐震以後のものにまで高めることにより倒壊はほとんど防げることを示しており、今後の建物群の耐震性向上のための1つの目安になるものと考えられる。

9.4 まとめ

本章では、都市域における建築物群の耐震性の変遷を考慮した地震被害推定を行った。

9.2節では京都市を対象として、都市域における建物分布を推定する手法の構築を行い、構造別・建設年代別の建物分布を推定した。本手法によって、都市域の時間的な変化および各地域に存在する建物群の変化を年代毎に明らかにすることができ、また、対象とする時点を決めて、その時点における各地域の構造物の構造別・年代別の構成も推定することが可能であることを示した。

9.3節では構造物の建設年代に応じた動的モデルの設定手法を示し、京都における地震被害推定を行った。想定した地震により表層地震動の最大値の分布は大きく異なること、年代別の建物の動特性および建物の年代別地域分布を考慮した被害推定により被害の傾向をより詳細に明らかにすることが出来た。

以上、本手法により6章に記した京都市を対象とした地震被害推定と比べると、入力地震動の推定や構造物のモデル化の点でかなり精度の高い推定が行えたものと考えられる。同時に、建物の年代別の地域分布と組み合わせることにより、きめの細かな推定が行え、建物の耐震性向上に関してより有益な情報を与えることが出来ると考えられる。

第9章 参考文献

- 1) 宇佐美龍夫：新編日本被害地震総覧、東京大学出版会、1981.
- 2) 大沢・周・長田：耐震性指標による木造建物の震害予測と対比、大地震時における都市生活機能の被害予測とその保全システムに関する研究、文部省科学研究費自然災害特別研究(1)報告書(研究代表者：志賀敏男)、昭和59年3月, pp. 89-96.
- 3) 柴田明子・大橋好光・坂本 功：在来木造住宅の耐震設計に関する調査研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)、昭和57年10月, pp. 2089-2090.
- 4) 大橋好光・坂本 功：在来木造住宅の耐震設計に関する調査研究(その3)、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、昭和59年10月, pp. 2649-2650.

表9.3.1 木造住宅の年代別モデル

モデル	建設年代	階数	屋根重量	壁の種類	適用した壁率分布
AH2	～昭和25年	2	重	筋かいの無い土壁	S25年頃の調査：静岡
AH1	〃	1	〃	〃	〃
BH2	～昭和45年	2	〃	筋かい+下見板張り	S45年の調査：東京
BH1	〃	1	〃	〃	〃
CH2	～昭和55年	2	〃	筋かい+内外装材	新耐震直前：東京、仙台など
CH1	〃	1	〃	〃	〃
CL2	〃	2	軽	〃	〃
CL1	〃	1	〃	〃	〃
CWL2	〃	2	〃	枠組壁構法	〃
DH2	昭和56年～	2	重	筋かい+内外装壁	新耐震直後：東京、仙台など
DH1	〃	1	〃	〃	〃
DL2	〃	2	軽	〃	〃
DL1	〃	1	〃	〃	〃
DWL2	〃	2	〃	枠組壁構法	〃

表9.3.2 半壊率が50%となる速度および全壊率が0%でなくなる速度

住宅の種類	半壊率が50%となる速度	全壊率が0%でなくなる速度
昭和25年以前、2階建、屋根：重	2.6kine	2.0kine
昭和25年以前、平屋、屋根：重	2.7	3.6
昭和25～45年、2階建、屋根：重	2.9	3.3
昭和56年以後、2階建、屋根：重	3.5	5.0
昭和56年以後、平屋、屋根：重	4.5	6.5以上
昭和56年以後、2階建、屋根：軽	3.6	6.0

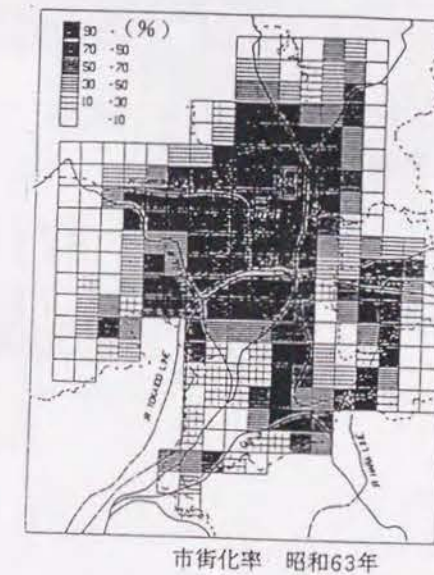
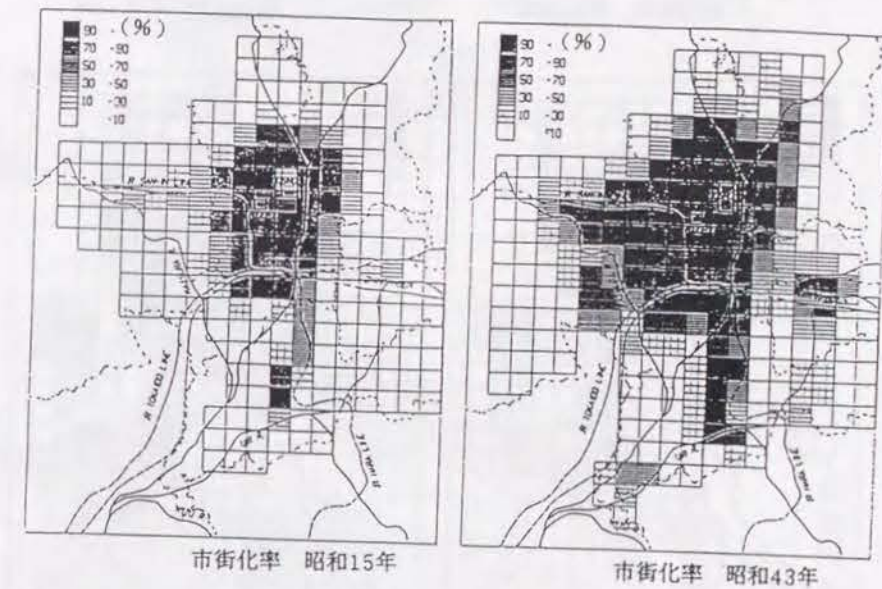
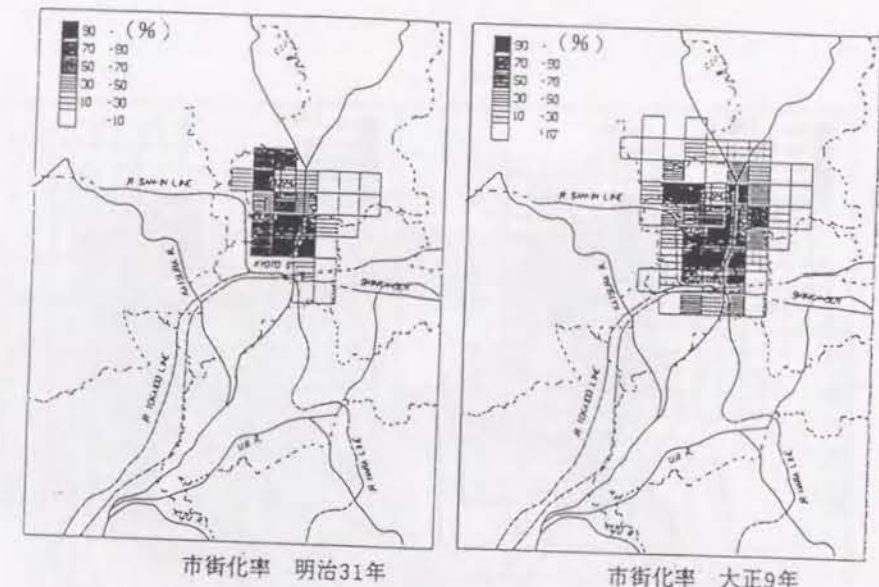


図9.2.1 京都市域における市街化率の推移

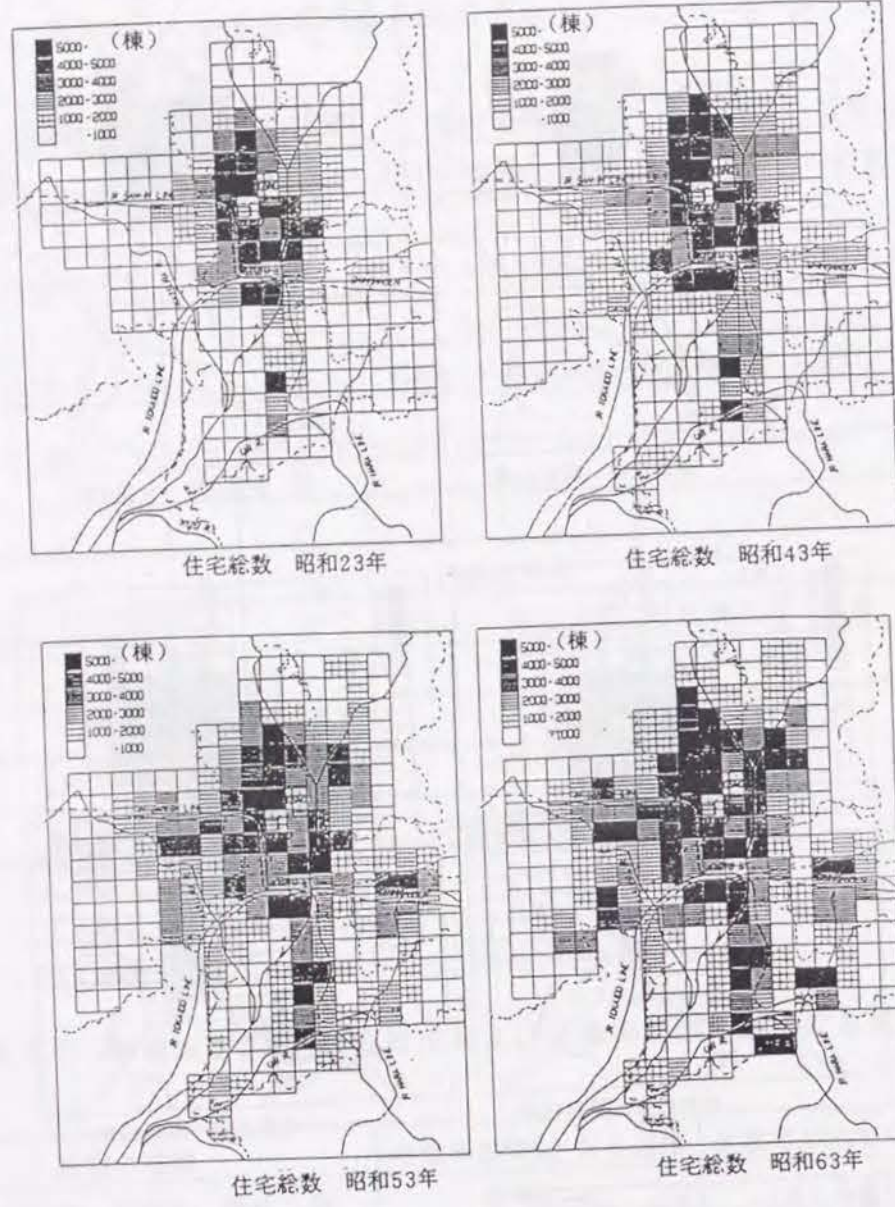


図9.2.2 住宅総数の変化

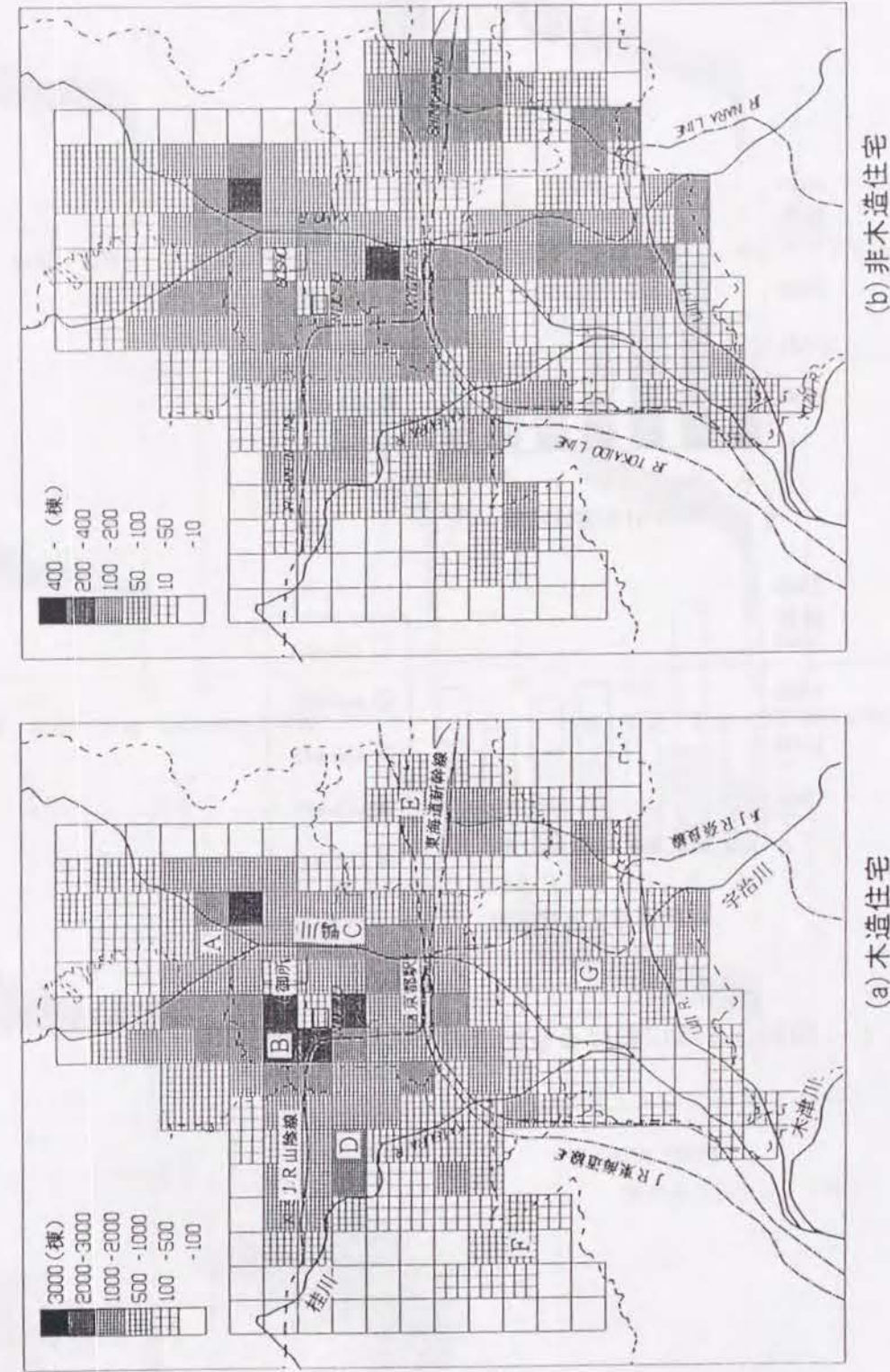


図9.2.3 昭和63年における昭和45年以前に建てられた住宅の地域分布

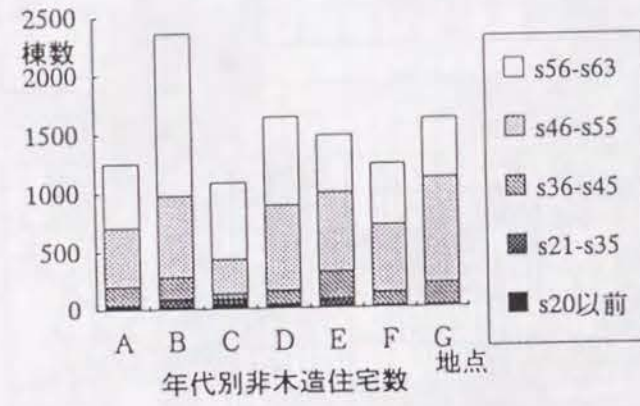
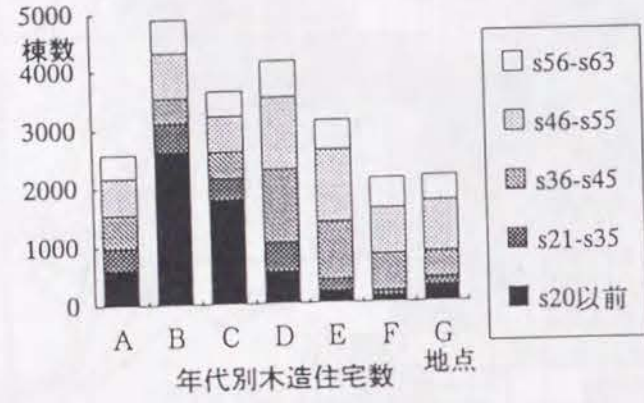


図9.2.4 昭和63年における各地点の年代別住宅数

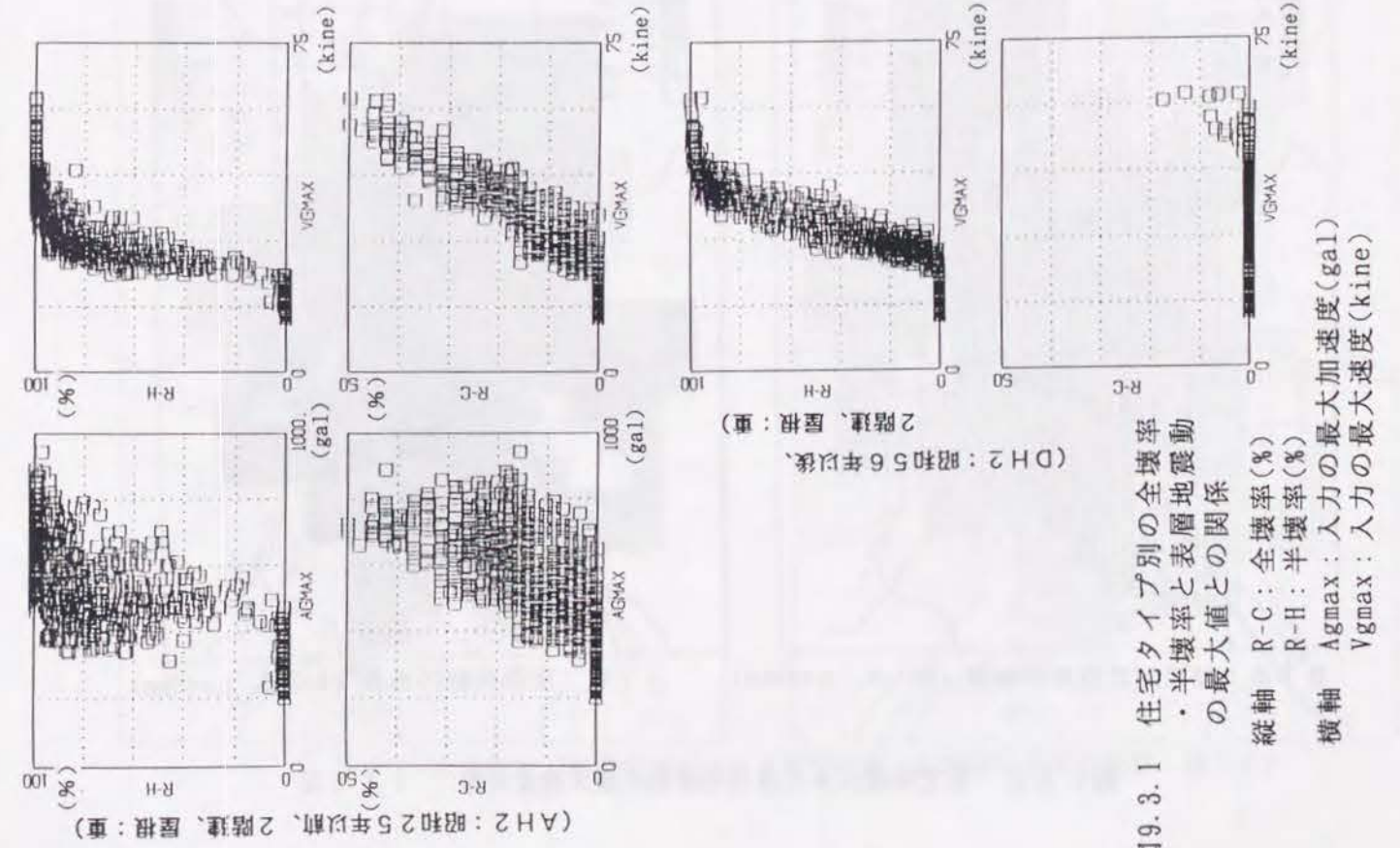
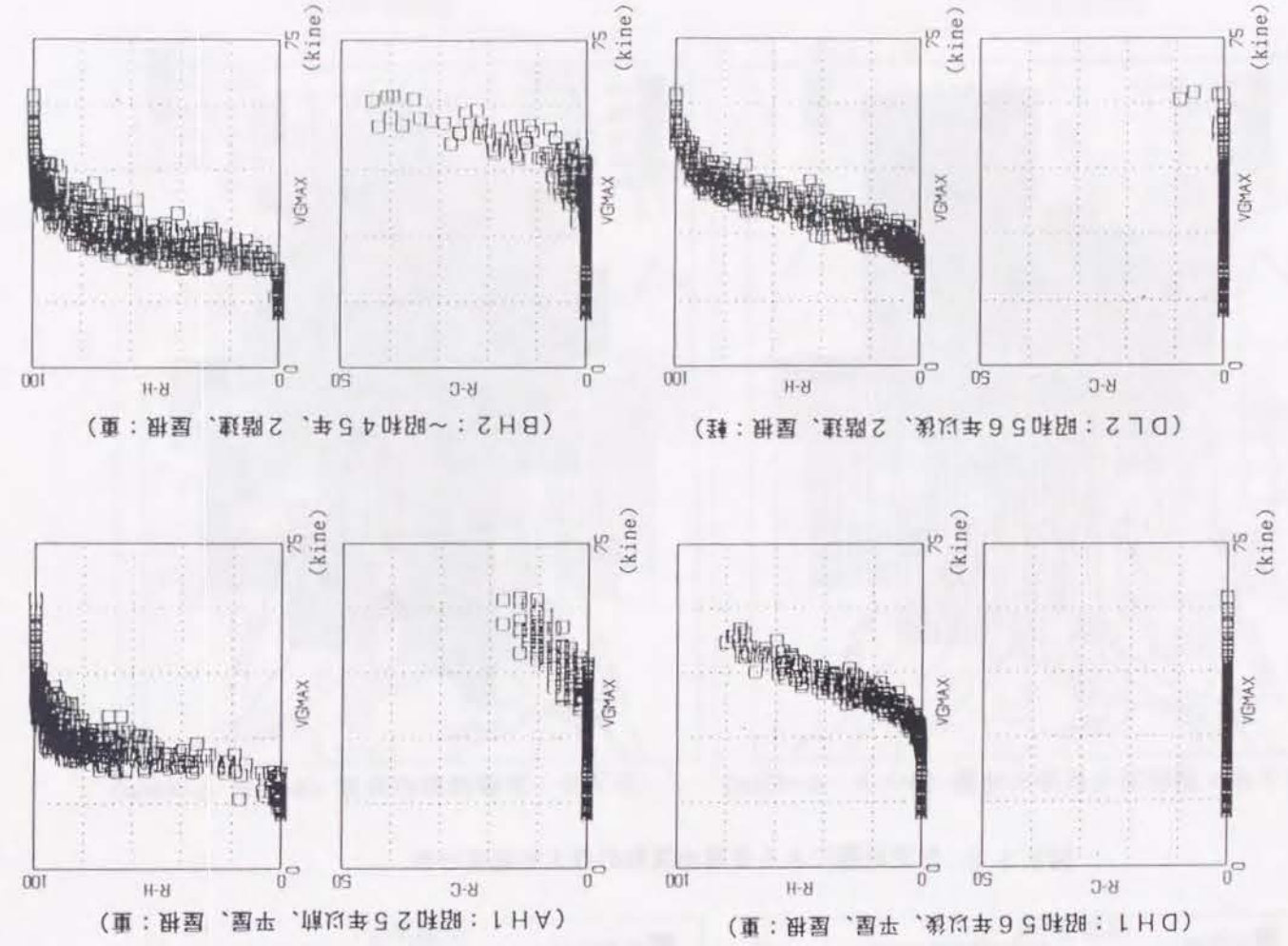


図9.3.1 住宅タイプ別の全壊率・半壊率と表層地震動の最大値との関係
縦軸 全壊率 (%)
横軸 半壊率 (%)
縦軸 入力最大加速度 (gal)
横軸 入力最大加速度 (kine)



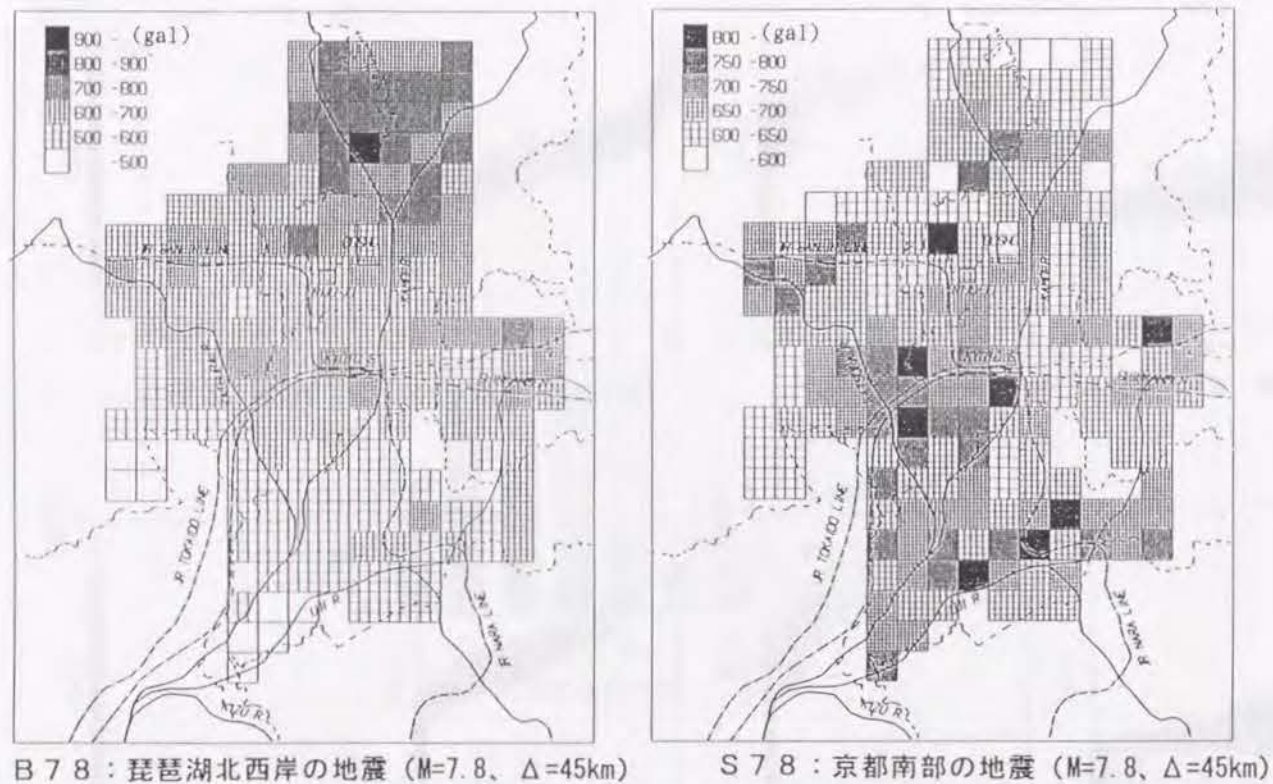


図9.3.2 想定地震による表層地震動の最大加速度分布

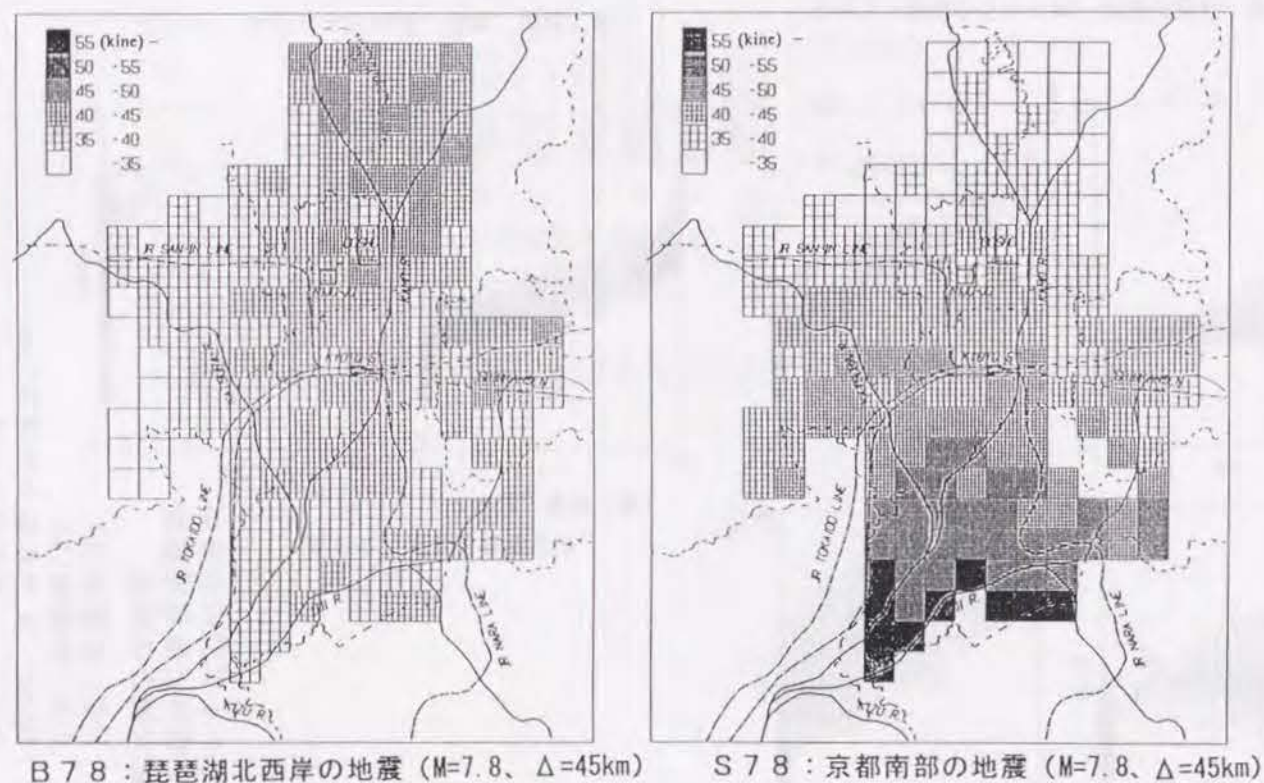


図9.3.3 想定地震による表層地震動の最大速度分布

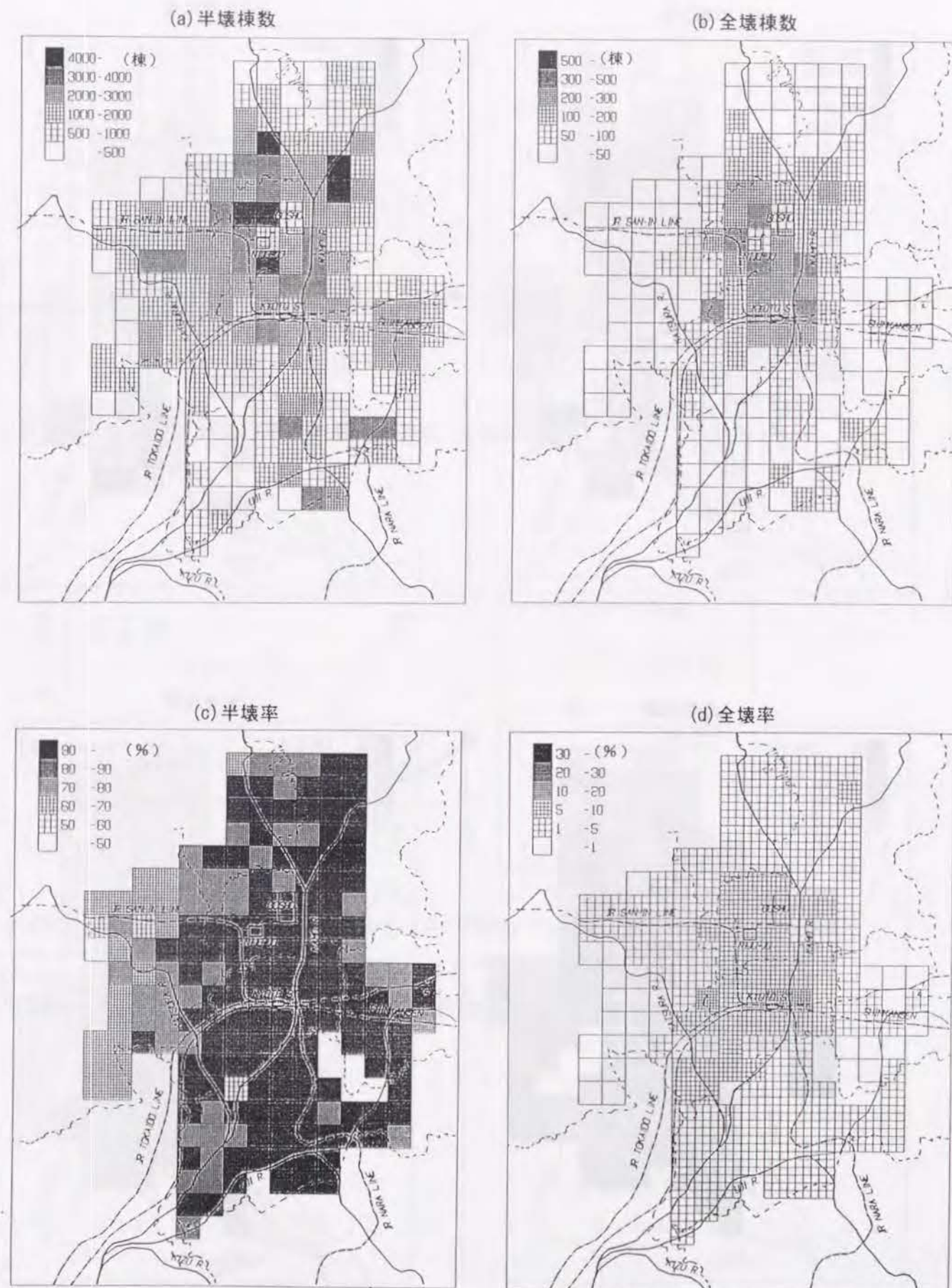


図9.3.4 木造住宅の地震被害に関する推定結果 (琵琶湖北西岸の地震: B 7 8)

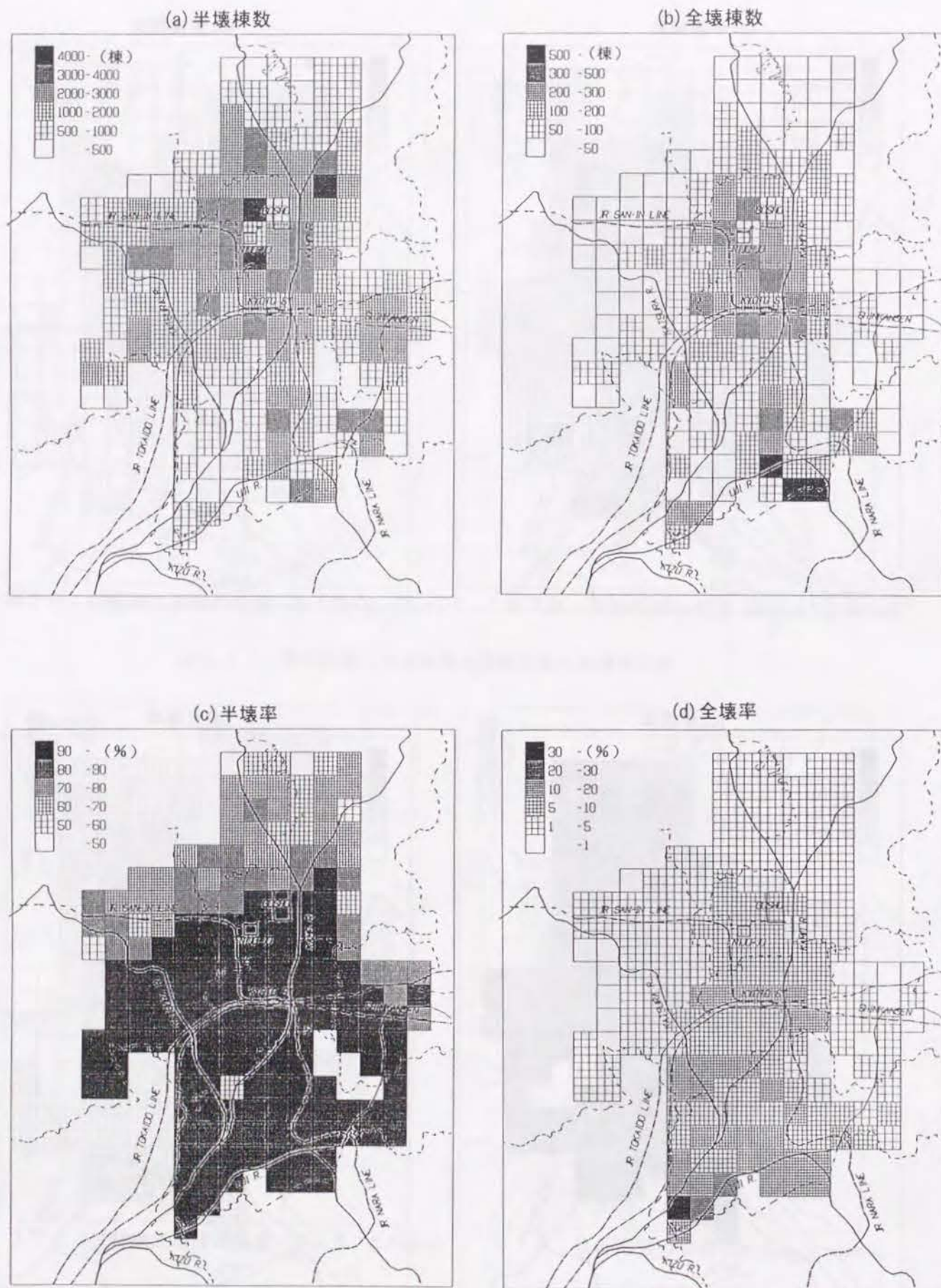
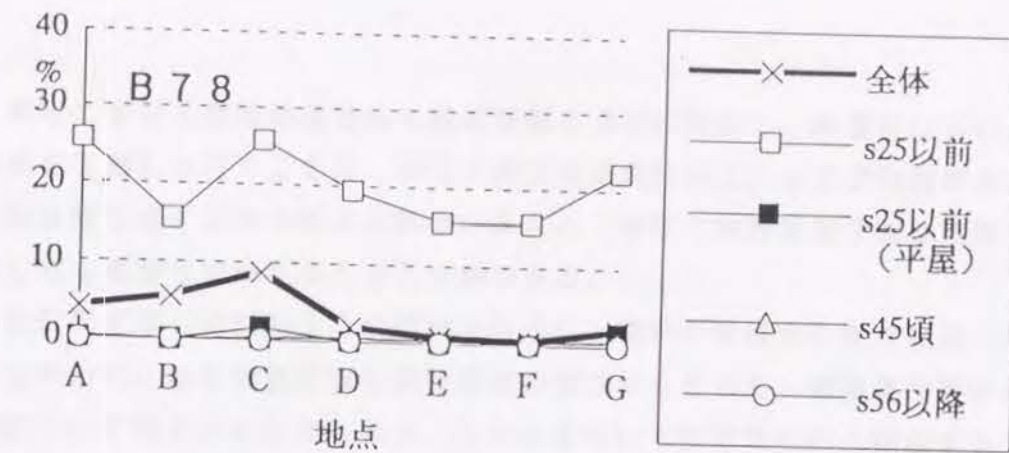
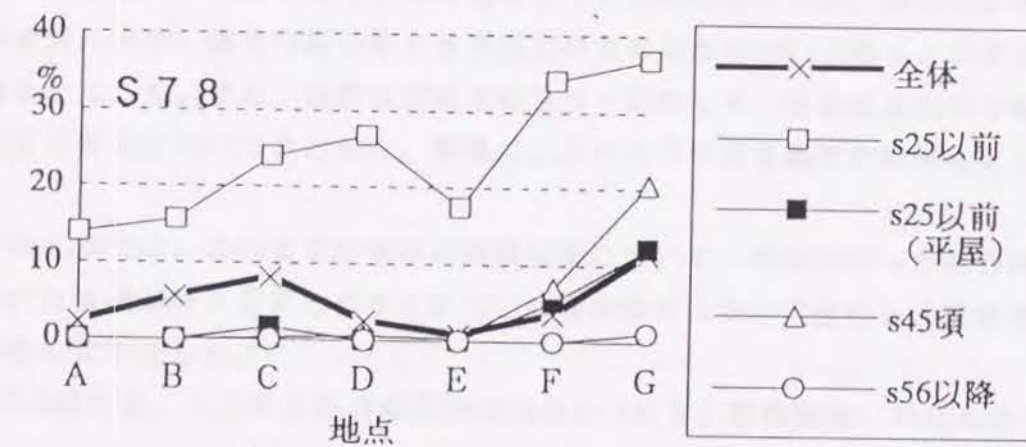


図9.3.5 木造住宅の地震被害に関する推定結果（京都南部の地震：S78）



(a) B 7 8 : 琵琶湖北西岸の地震 ($M=7.8$, $\Delta=45\text{km}$)



(b) S 7 8 : 京都南部の地震 ($M=7.8$, $\Delta=45\text{km}$)

図9.3.6 各地点での住宅タイプ別の被害率

都市における建築構造物群の耐震性能を適切に評価し、地震時における被害およびその波及を予測して行くことは、事前に適切な耐震性向上、および地震時災害の低減を図る上での重要なポイントと考えられる。また、このような地震被害予測は地震発生直後の対応に対しても有益な情報を与えることができる。

本研究では、上記のような認識のもとに、都市の耐震安全性を高め、地震時災害を低減するために、都市地震災害を建物被害の観点からとらえ、都市建物群の地震被害と耐震性能について明らかにした。また、それに基づいて都市域に多く存在する木造住宅と低層鉄筋コンクリート造建物に着目し、建物の構造的な被害、室内における被害を含む地震被害推定のための手法を構築した。

本研究により得られた成果を章別にまとめる。

第1章では、都市における地震被害波及と建物被害の関連、建物群に関する被害推定の必要性和現状、建物の総合的な被害推定の目的などについて論じ、本研究の目的と意義を明らかにした。また、地震被害推定のフローにそって、被害推定における問題点を整理し、既往の研究についてまとめた。最後に、本研究の構成と概要を章毎に記した。

第2章では、これまでの建物の地震被害について、筆者が行った被害調査に基づき、得られた数値データをまとめると共に、被害の様相について分析し、被害推定手法の構築のための資料とした。

2.2節では、1995年兵庫県南部地震について、建物被害、特に木造住宅の被害の特性について大まかに分析した。また、宝塚市・芦屋市に関しては得られた全数被害データを基に、被害分布、建物特性と被害の関係、地盤条件と被害の関係などについてまとめ、被害発生要因の分析を行った。その結果、建物の被害分布に影響を及ぼした要因について明らかとなった。

2.3節では1993年釧路沖地震について、自治体から得られた被害データを基に建物の構造的な被害の分布特性について明らかにした。また、市内で行われたアンケート調査の結果を基に室内における被害の分布を明らかにし、負傷者の分布との関係についても触れた。

2.4節では1994年北海道東方沖地震について建物被害の特徴をまとめた。この地震は一般の建物に広く構造的被害を引き起こすレベルよりはやや小さい入力レベルであり、このようなレベルの地震によりどのような建物被害が発生し始めるかについて、調査結果より明らかにした。その結果、昭和43年の十勝沖地震発生以前の古い公共建物に被害が多

く発生した、大空間における吊り天井が落下するケースが多かったことなどが明らかとなった。

2.5節では、ロマ・プリエタ地震におけるサンタクルーズ、ワトソンビル両市の建物の被害について、現地調査で得られた被害データを基に、その被害分布を明らかにすると共に、構造物の形式と被害状況との関係について分析を行った。得られたデータは必要な項目が必ずしも全て揃っている訳ではないので、このデータを基に定量的、かつ詳細な分析を行うことは不可能であると考えられる。しかし、今回の分析によって、サンタクルーズやワトソンビルにおける無補強煉瓦造建物の被害の程度、また、木造住宅の被害に及ぼす建物の新旧やCripple Wallの有無の影響等が明らかにされ、これまで現地における目視調査によって明らかにされていた被害状況を、数値的・統計的に説明することができたものと考えられる。

第3章では、通常の被害調査では得られにくい室内における被害状況や生活支障を明らかにするために行われたアンケート調査の方法について述べた。次に、釧路沖地震と日本海中部地震に関して行ったアンケート調査による建物被害の地域分布特性についてまとめた。さらに、室内における散乱や家具転倒などの被害の発生状況、室内における火災や負傷者の発生などの2次災害の状況、室内被害と生活困窮との関連についても明らかにした。また、行政体による被害統計には現れにくい非住家の被害についてアンケート調査による修理状況からまとめた。

3.2節では多くの地震に適用可能で、地震被害を総合的に評価することのできるアンケート調査の方法についてまとめた。

3.3節では、釧路沖地震に関するアンケート調査の結果を基に釧路市域における建物の構造被害および家具の転倒・室内散乱などの室内被害の分布特性を明らかにした。構造被害は釧路市内の旧釧路川以東の台地上の地区で集中して発生し、一方、旧釧路川以西の沖積地や湿原付近の埋立地および十勝地方では被害率はあまり高くなかった。これらの傾向は、釧路市などのまとめた被害統計による被害分布の傾向とも良く一致した。

また、家具の転倒や室内散乱などの室内被害については、地区によって建物の構造被害に比べて家具の転倒や室内の散乱等が激しく発生していることが明らかとなった。これらの室内被害は、家具の転倒が顕著な地区や室内の散乱が顕著な地区が存在するなど、非常に複雑な被害分布性状を示していることが明らかとなった。

3.4節では同様の手法で行ったアンケート調査の結果を基に、日本海中部地震による能代市における構造被害・室内被害を同様の形にまとめた。被害発生の傾向は釧路沖地震の場合とは非常に異なり、特に、室内被害のレベルは釧路に比べて非常に低かったことが明らかとなった。

3.5節では釧路市・能代市について、アンケート調査の結果より、室内における2次災害

の発生状況とその原因、被害と構造被害・室内散乱との関係、被害と生活困窮との関連などについてまとめた。

その結果、火災の発生・室外避難の阻害・負傷者の発生などの室内における2次的な被害は、建物の構造被害・室内被害の程度に大きく依存していることが明らかとなった。また、同様に建物に関する生活困窮度や経済損失も、構造被害・室内被害の程度と高い相関を持っていることが明らかとなった。これらの関係については、より多くのデータを分析すれば、数量化理論などにより定量的な評価も可能となるものと考えられる。

3.6節では、アンケート調査結果のうち、被害を受けた建物の修理に関わった物件について集計を行って考察を加えた。地震時の被害率は一般に住宅を対象として自治体などで調査されているが、商業施設の被害率については組織的調査は少ない。ここに取り上げた建築士による修理状況から、この種の被害は相当数になると予想される。より一般的な修理・補強対策を立てるためには非住家の被害の内容についても統計的な把握が望まれる。

以上をまとめると、本章で示したアンケートを用いた地震被害の評価方法により、建物被害、室内被害、室内における2次被害、生活困窮、経済損失などが総合的に評価することが可能であることが明らかとなった。また、異なる地震による被害についても同様の尺度で評価が可能であることが示された。今後、多くの被害例に適用し、より多くのデータを蓄積することが可能ならば、被害発生の一般的なメカニズムを明らかにすることができ、さらには数量的な評価も可能となるであろう。

第4章では、被害推定のための地震応答解析に用いる構造物の動的モデルの作成方法を記した。4.2節、4.3節ではそれぞれ木造住宅、低層鉄筋コンクリート構造物の動特性の設定法を既往の実験結果や研究成果に基づき構築した。4.4節では同様の方法で中国における組積造建物の動特性のモデル化も試みた。4.5節では地震応答解析に必要な地震入力の手法について分類整理し、本被害推定手法で用いた杉戸・亀田らの手法および非線形挙動を考慮した表層地盤の地震応答解析手法について、その概要を示した。

第5章では、第4章で定式化した構造物の動的モデルを用いて、パラメトリックな地震入力に対する地震応答解析を行い、構造物の応答特性について考察した。また、せん断耐力の高さ方向への分布およびねじれ応答が最大層間変位に及ぼす影響についても解析を行い、その結果について考察を行った。最後に得られた解析結果より被害推定に簡便に用いることの出来る被害推定式を導いた。

5.2節では、在来軸組工法および枠組壁工法による木造建物についてパラメトリックな地震応答解析を行い、地盤、構造物の特性が構造物の応答性状に及ぼす影響について考察した。その結果、木造住宅の強度と最大応答の関係は地盤と構造物の周波数特性の関数に強く影響され、枠組壁工法による住宅は右下がりの単調な関係となるが、在来軸組工法の住

宅ではかなり複雑な関係を示した。また、ほぼ全ての種類の木造住宅の最大応答は、履歴吸収エネルギーが大きいこと、表層地震動の最大速度と非常に高い相関を示した。

5.3節では、低層RC造建物について同様にパラメトリックな解析を行った。その結果、本手法によってモデル化した構造物については、せん断力係数のほとんどの範囲において構造物の固有振動数は入力地震動の卓越振動数よりも高くなる関係にあった。その結果、全てのモデルについて、構造物の最大応答はせん断耐力の低下にともない2次曲線的に増大する傾向を示した。また、構造物の最大応答は、入力動の最大速度とは良い相関は見られなかったが、入力の最大加速度との関係においては、構造物が破壊に至るまで、かなり明快な線形関係を持つことが示された。

高さ方向のせん断耐力分布を様々に変えて応答計算を行ったところ、旧基準による逆三角形分布より得られる最大応答は同じ層数を持った構造物の最大応答のほぼ上限値を、新規基準によるAi分布より得られるものはほぼ下限値をそれぞれ示し、それ以外の分布形を持ったものの最大応答はこの中間に収まることが明らかとなった。

また、ねじれ応答を考慮した解析の結果、重心の最大変位は入力の大小に係わらず偏心比に応じて変化すること、重心回りの回転応答の最大値は偏心比に応じて増大するがその割合は入力の最大加速度に比例して大きくなることなどが明らかとなった。

5.4節では、シミュレーション解析の結果をふまえて、木造建物については入力の最大加速度と、また、RC造建物については入力の最大加速度と構造物の最大応答の関係について回帰分析を行い推定式を導いた。

また、RC構造物については、推定精度の向上を目的として、せん断耐力と最大層間変形角との関係をもとに最大変形の推定に関して定式化を行った。低層RC構造物の最大変形量は入力の最大加速度、構造物の新旧・層数・耐震壁の負担率および地盤条件より簡単な式によって求められることが示された。

第6章では、応答解析結果に基づいた被害推定の方法について記し、実被害との比較を行って推定法の妥当性の検証を行った。また、ケーススタディとしていくつかの地域について想定地震発生時の建物被害の推定を行い、被害発生の特徴について明らかにした。

6.2節では、応答解析結果に基づいた振動による被害推定の手法を構築した。

6.3節では、地盤変状による構造物の被害を分類し、そのうち液状化による建物被害についてそのメカニズムについて考察した。また、日本海中部地震の建物被害を液状化地域と非液状化地域に分けて、その被害発生状況について考察したが、液状化地域では無被害の建物に比べて半壊以上の建物が非常に多く、液状化の生じたほぼ全ての地区でおよそ80%の木造住宅が半壊以上の被害を蒙っていた。

6.4節では宮城県沖地震時の仙台市における表層地震動を求め、その地震動を入力として地震応答計算を行い構造物の応答の推定を行った。実際の被害率と推定値を比較すると良

い一致がみられ、本手法が被害推定に必要な精度を持っていることが明らかとなった。また、釧路沖地震について、表層地震動の強度分布、構造的な被害の分布の推定を行った。その結果、分布の定性的な傾向を追うことができた。

6.5節では想定地震発生時の京都市域の木造住宅、低層RC構造物の地震被害を推定した。在来軸組工法による住宅は地盤の軟らかい地区ではかなりの被害を蒙ると予想されたが、枠組壁工法による住宅はそれに比べてかなり耐震性が高く、被害は非常に少なくなる結果となった。地盤の液状化による木造住宅の被害はマグニチュードがやや小さいうちは振動の被害よりも卓越する傾向を示した。RC構造物のうち、極低層のものは北部の硬い地盤、6階建て以上のものは南部の軟らかい地盤での被害が大きくなる傾向を示し、非常に複雑な被害分布となった。

6.6節では上海市を対象として想定地震の際の建物被害分布の推定を行い、その特徴について考察を行った。組積造構造物の応答は、a)一般に加速度応答は各層でほぼ一定となり、変位応答は下層で大きくなる傾向を示し設計点をかなり越える応答を示す場合もあった、b)烈度8の設計では速度・変位応答は相対的に烈度7のものに比べるとかなり小さくなっているが加速度応答は逆に増大する、c)異なるサイトの応答を比較すると全体的には加速度・速度・変位ともほぼ同様の応答性状を示し、ここで取り上げた程度の表層地盤の特性の変化は、構造物の応答量にはあまり大きくは影響していない、ことなどが明らかにされた。

これらの考察より、本推定手法は、被害分布の定性的な評価についてはかなり高い精度を持っていることが明らかとなった。また、構造物や地盤の条件に関する諸要因について明らかに出来れば定量的にも精度の良い推定が可能であることが示唆された。

第7章では、室内空間の持つ生活機能の面から生活困窮度や経済的困窮度などの指標を用いて評価していくことを目的として、居住空間としての構造物の機能が地震によってどれだけ損なわれていくかを、低い入力レベルから高いレベルまで統一された手法・統一された尺度を用いて評価することを試みた。

7.2節では、居住空間における地震被害の発生の形態を整理し、そのうちの室内火災、人的被害の発生および室外への避難についてEvent TreeやFault Treeを構築し、その発生形態を明らかにした。

7.3節では室内被害の程度に大きな影響を及ぼす家具の転倒に関して、振動実験を行い、家具の振動の特性、転倒防止対策の効果などについて検討を行った。その結果、種々の転倒防止対策の効果と特徴が明らかとなった。また、家具の応答性状には壁の有無・入力の卓越振動数や方向などが非常に大きく影響することが明らかとなった。

7.4節では家具の転倒に関してパラメトリックな地震応答解析を行い、種々の条件の下での家具の応答性状について分析を行った。家具の寸法の違いや動まさつ係数の違いにより、

応答量が変化することが明らかとなった。また、釧路沖地震による家具の応答性状を推定し、実際の被害状況と比較した。

7.5節では、家具の転倒および室内の散乱の推定手法を地震応答解析によるフロアの最大応答を基準に構築した。また、この手法を用いて釧路沖地震の際の室内被害の分布例と比較し、定性的な推定の上では、推定手法が妥当であることが確かめられた。

7.6節では上記室内散乱推定手法をベースに、Event Tree Analysisの手法を用いて室内における負傷者の発生などの2次災害について推定を行った。その結果、これらの機能被害は、構造的な被害の場合とは異なった複雑な性状を示すことが明らかとなった。特に、構造的な被害は小さいと考えられる条件下でも、中程度の機能的被害はかなりの割合で発生し得ることが示された。

第8章では、建築構造物の耐震性のより詳細な検討を行い、耐震性の精度を向上させることを目指して研究を行った。

8.2節では釧路市において行った建物の常時微動計測による結果をまとめると共に、微動観測による建物の振動数と振動性状との関連、被害との関連などについて考察を行った。

1) 学校建物については、建物の固有振動数は各校ともほぼ同程度の値となったが、地盤および連成系の卓越振動数は各サイトで異なったものとなった。基本的には地盤の卓越振動数は建物および連成系の振動数よりも低く、共振は起こりにくい関係にあり、釧路沖地震の際に被害が小さかったことと一致した。但し、洪積台地上では沖積低地に比べるとこれらの振動数相互の関係が近くなり、中には建物・連成系の振動数が地盤より低くなる建物も存在した。これらの建物については実際にも被害が発生しており、計測結果により被害発生状況をよく説明できることが明らかとなった。

2) 木造建物については、建物の固有振動数はこれまでの計測結果に比べるとかなり高い値を示し、この地域の建物の剛性が一般の建物より高いことが明らかとなった。ほぼすべての建物が地盤の卓越振動数より高い振動数を持っているため、沖積低地では特に共振は起こりにくい状況にあり、この計測結果は実際の被害状況とも一致した。建物の壁率との比較により、この高い振動数は内外の壁の量の多さに起因すること、壁率より求めた推定振動数と計測振動数が良い相関を示すことなどが明らかとなった。

8.3節では八戸市および京都市における同様の観測結果について分析を行った。

8.4節では木造建物について、被害調査の結果を基に被害の実態を把握すると共に、耐震性の地域特性および耐震性と地震被害の関連を明らかにした。3つの都市で被害の様相は共通する部分と異なる部分があること、建土工法および壁率の分布は地域によってかなり異なり、それが被害の発生形態に影響を及ぼしていたことなどが明らかとなった。

第9章では、都市域における建築物群の耐震性の変遷を考慮した地震被害推定を行った。

9.2節では京都市を対象として、都市域における建物分布を推定する手法の構築を行い、構造別・建設年代別の建物分布を推定した。本手法によって、都市域の時間的な変化および各地域に存在する建物群の変化を年代毎に明らかにすることができ、また、対象とする時点を決めて、その時点における各地域の構造物の構造別・年代別の構成も推定することが可能であることを示した。

9.3節では構造物の建設年代に応じた動的モデルの設定手法を示し、京都における地震被害推定を行った。想定した地震により表層地震動の最大値の分布は大きく異なること、年代別の建物の動特性および建物の年代別地域分布を考慮した被害推定により被害の傾向をより詳細に明らかにすることができた。

都市域には種々多様な建物が存在し、それらが持つ耐震性能のばらつきも非常に大きい。本論文では都市における主要な建物を対象としたものの、まだ考慮していない多くの建物種別・構造種別がある。これらを対象として動特性をモデル化し、物理的な手法を用いて被害を推定していくことは多くの困難が伴う。しかしながら、兵庫県南部地震では、市街地における店舗・事務所建築や鉄骨構造の建物などでも多くの被害が発生しており、早急にモデル化の手法を構築し、被害推定を行っていく必要がある。また、構造物の動特性の評価にあたっては、なるべく多くの研究成果を考慮し精度が高くなるように心がけてきたが、まだ到底十分とは言えない。今後は、第8章に示した手法をはじめとし、さらに多くの建物の耐震性に関するデータを蓄積し、共通して用いることの出来るように整理していくことが必要不可欠となろう。

一方、建物の耐震性を評価するために最も有益な情報である建物被害データに関しても、被害推定に役立つような統計量や被害分布という形では、これまであまり蓄積されてこなかった。しかし、ここ近年では多くの被害地震が発生しており、様々なケース・程度の被害が発生している。これらの経験を有効に生かしていくためにも、地震防災研究に役立つ形で蓄積を行っていく必要があろう。そのためには、共通のフォーマットを取り決め、それに従って被害データを収集・整理していくことが肝要である。被災度の判定にしても、これまでは調査主体によって判定に用いる尺度はまちまちで、現状では異なるデータを比較していくことが非常に困難である。また、判定方法もまちまちであり、統一された手法はない。震災後の被災度判定を早急に、かつ、精度良く行い、緊急対策や復旧対策に用いていくためには、判定尺度の統一を含め合理的な被災度判定手法の構築を行っていかねばならない。さらには、現状では多くの研究者がそれぞれに被害調査を行い、データも個々に収集している。この状況を改善していくためには、早急にこれらの調査を被災地に負担をかけずに合理的にスムーズに行う方法、被害データを統一して管理する体制を構築していく必要となろう。

本研究で構築してきた建物被害の推定手法は、これは複雑な様相を持つ都市建築物群の耐震性向上・地震被害軽減のための第一歩にすぎない。建物の耐震性に関するより多くのデータ・研究成果を評価・検討すると共に、兵庫県南部地震をはじめとする地震被害から得られた貴重な教訓・被害データを生かして、被害推定手法の精度の向上・適用範囲の拡大を図っていく必要がある。また、その成果を都市の耐震化方策の策定や地震時の緊急対応・復旧対策などへ生かしていくことが重要な課題となっていくであろう。

主 要 論 文

第 1 章

○Kameda, H., Iwai, S., Kitahara, A. and Nojima, N.: Urban Earthquake Hazards Reduction -Problem Areas and Needs for Multi-Disciplinary Research-, Proc. of US-Asia Conference on Engineering for Mitigating Natural Hazards Damage, Bangkok, Thailand, December, 1987, pp. D9-1~D9-12.

○亀田弘行・岩井 哲・北原昭男・能島暢呂：都市震害のシステム分析序論，京都大学防災研究所年報，第31号B-2，1988. 4， pp. 67-91.

○Kameda, H., Akamatsu, J., Iwai, S., Kitahara, A. and Nojima, N.: Developments in Urban Earthquake Hazard Research -Current Activities at UEHR-, Proc. of the 2nd KAIST-Kyoto University Joint Seminar/Workshop, April 1989, Kyoto, pp. 79-92.

第 2 章

○岩井 哲・北原昭男：阪神淡路大震災－防災研究への取り組み 5.3建物の被害分布、京都大学防災研究所、1996. 1、pp. 380-393.

○藤原悌三・鈴木祥之・北原昭男：阪神淡路大震災－防災研究への取り組み 5.8建物被害と都市耐震計画、京都大学防災研究所、1996. 1、pp. 480-493.

○岩井 哲・北原昭男・能島暢呂・亀田弘行：ロマ・プリエタ地震による建物および橋梁の被害調査，京都大学防災研究所都市耐震センター研究報告，別冊第5号，1991. 3.

○岩井 哲・北原昭男：1989年ロマ・プリエタ地震による震源付近の都市における建築物被害，日本建築学会構造系論文報告集，第445号，1993. 3， pp. 55-65.

○北原昭男・藤原悌三：1993年釧路沖地震による居住空間の被害の分布特性及びその

評価に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第36号B-1, 1993. 4, pp. 135-148.

○Fujiwara, T., Kitahara, A., and Iwai, S.: Building and Indoor Damage Done by the 15 January 1993 Kushiro-Oki Earthquake, Proceedings of Third ROC and Japan Joint Seminar on Natural Hazards Mitigation, Tainan, Taiwan, Nov. 1993, pp. 357-371.

○北原昭男・藤原悌三・鈴木祥之: 1994年北海道東方沖地震による建築物被害、京都大学防災研究所都市耐震センター研究報告, 第9号, 1995. 4, pp. 95-115.

第3章

○藤原悌三・亀田弘行・林春男・岩井哲・北原昭男・能島暢呂: 1993年釧路沖地震による都市施設被害と生活支障アンケート調査報告、日本建築学会構造系論文集、No. 464、1994. 10、pp. 81-90.

○北原昭男・藤原悌三: 1993年釧路沖地震による室内被害の特性とその生活への影響、第9回日本地震工学シンポジウム論文集、Vol. 1、1994. 12、pp. 37-42.

第4章

○北原昭男・藤原悌三: 都市における建築構造物の地震被害推定に関する基礎的研究(1) - 木造構造物の地震応答推定 -, 京都大学防災研究所年報, 第31号B-1, 1988. 4, pp. 105-126.

○北原昭男・藤原悌三: 都市における建築構造物の地震被害推定に関する基礎的研究(2) - 低層鉄筋コンクリート構造物の地震応答推定 -, 京都大学防災研究所年報, 第32号

第5章

○北原昭男・藤原悌三: 都市域における建築構造物群の地震被害推定に関する研究, 京都大学防災研究所都市耐震センター研究報告第3号, 1989. 4, pp. 50-77.

○Kitahara, A. and Fujiwara, T.: Earthquake Hazards of Building Structures in Urban Areas, Proc. of the Japan-China(Taipei) Joint Seminar on Natural Hazard Mitigation, Kyoto, July 1989, pp. 181-190.

○北原昭男・藤原悌三: 上海市域における組積造構造物の地震応答に関する研究, 京都大学防災研究所都市耐震センター研究報告, 第7号, 1993. 4, pp. 59-79.

○Kitahara, A. and Fujiwara, T.: Earthquake Response Analysis of Masonry Buildings in the City of Shanghai, "Seismic Risk Assessment of Urban Facilities in a Sedimentary Region" (Edited by H. Kameda and Z. Zhang), Final Report Part 3 (Project E-1) of Japan-China Joint Research, Mar. 1993, pp. 107-134.

第6章

○北原昭男・藤原悌三: 都市における建築構造物の地震被害推定に関する基礎的研究(3) - 木造構造物群の地震被害推定 -, 京都大学防災研究所年報, 第33号B-1, 1990. 4, pp. 163-177.

○北原昭男・藤原悌三: 都市における建築構造物の地震被害推定に関する研究, 第8回日本地震工学シンポジウム論文集, 1990. 12, pp. 2241-2246.

○北原昭男・藤原悌三: 建築構造物群の震害予測に関する研究、京都大学防災研究所都市耐震センター研究報告, 第5号, 1991年4月, pp. 11-39.

第7章

○北原昭男・藤原悌三: 居住空間の構造的・機能的な地震被害の推定, 京都大学防災研究所年報, 第35号B-1, 1992. 4, pp. 35-50.

○北原昭男・藤原悌三: 地震時における構造被害・室内被害の分布特性およびその評価に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第458号、1994. 4、pp. 39-48.

第8章

- 藤原悌三・鈴木 有・北原昭男：木造建物の地震被害が軽微に済んだのはなぜか？－（その1）1993年釧路沖地震の場合－、第9回日本地震工学シンポジウム論文集、Vol.1、1994.12、pp.43-48.
- 北原昭男・藤原悌三・鈴木 有・市川信夫：常時微動計測による釧路市内の建築物の振動特性、京都大学防災研究所年報、第38号B-1、1995.4、pp.27-42.

第9章

- Fujiwara, T., Suzuki, Y. and Kitahara, A.: Risk Management for Future Urban Planning against Strong Earthquakes, Proc. for Sino-US Symposium on Post-Earthquake Rehabilitation and Reconstruction, Kunming, China, 1995.5, pp.116-128.
- 藤原悌三・鈴木祥之・北原昭男・鈴木 有：地震に強い町づくりをめざして、平成7年度日本建築学会近畿支部研究報告集、1995.5、pp.233-236.

その他の発表論文・口頭発表

- 亀田弘行・岩井 哲・北原 昭男・能島暢呂：都市耐震のための研究領域の分析、都市防災シンポジウム講演集、土木学会関西支部、1987.10、pp.207-216.
- 柴田孝治・内山貞雄・田中直樹・佐伯俊夫・北原 昭男：火力発電所鉄骨架構の耐震要素に関する研究（その2：オンライン応答実験－弾塑性）、日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）、構造Ⅱ、1987.10、pp.829-830.
- 別所佐登志・岡本公夫・田中久雄・北原 昭男：型枠コンクリートブロック造耐震壁に関する実験的研究（その1、耐震壁のせん断実験結果）、日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）、構造Ⅱ、1987.10、pp.763-764.
- 別所佐登志・岡本公夫・中山克己・宮川恵三・田中久雄・北原 昭男：型枠コンクリートブロック造耐震壁に関する実験的研究（その2、せん断特性に関する評価）、日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）、構造Ⅱ、1987.10、pp.765-766.
- 岩井 哲・北原昭男・神田 仁・亀田弘行：1987年千葉県東方沖地震被害調査報告、京都大学防災研究所都市耐震センター研究報告、第2号、1988.4、pp.117-141.
- 亀田弘行・岩井 哲・北原 昭男・能島暢呂：都市耐震研究のためのシステム分析、昭和63年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要、1988.4、1-101.
- 亀田弘行・岩井 哲・北原昭男：都市震害のシステム分析序論、土木学会第43回年次学術講演会講演概要集第1部、1988.10、1-375.
- 北原昭男・藤原悌三：都市域における木造建築物群の地震時応答に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、構造Ⅰ、1988.10、pp.341-342.
- 斉藤英明・菊池利喜郎・岡本公夫・北原昭男：高強度コンクリートと太径異形鉄筋の付着実験、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、構造Ⅱ、1988.10、pp.377-378.
- Fujiwara, T., Kitahara, A. and Hosokawa, T.: A Column Safe Design Method of

Multi-Story Building Structures under Earthquake Motion, Proc. of 9th World Conference on Earthquake Engineering, August 1988, Tokyo-Kyoto, Vol. V, pp. 185-190.

○北原昭男・藤原悌三：都市域における低層RC構造物の地震時応答に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），構造Ⅰ，1989.10，pp. 699-700.

○藤原悌三・北原昭男：都市域における建築構造物の最大応答と表層地震動の最大速度との関係について，第8回日本自然災害学会学術講演会要旨集，1989. 9，pp. 2-3.

○北原昭男・藤原悌三：都市における木造住宅群の地震被害推定に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），構造Ⅰ，1990.10，pp. 213-214.

○北原昭男・藤原悌三：都市における建築構造物群の地震被害推定に関する研究（4）
—中低層RC構造物の地震応答・被害の推定—，京都大学防災研究所研究発表講演会，1991.3.

○岩井 哲・北原昭男・亀田弘行：1989年ロマ・プリエタ地震の震源付近の都市における建物被害（その1 調査方法と被害分布），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅰ，1991年9月，pp. 279-280.

○岩井 哲・北原昭男・能島暢呂・亀田弘行：1989年ロマ・プリエタ地震による災害の調査（その2）震源付近の都市における建物被害，京都大学防災研究所研究発表講演会，1992年2月.

○北原昭男・岩井 哲・亀田弘行：1989年ロマ・プリエタ地震の震源付近の都市における建物被害（その2 建物被害データの分析），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅰ，1991年9月，pp. 281-282.

○北原昭男・藤原悌三：建築構造物の構造的・機能的な地震被害の推定、京都大学防災研究所研究発表講演会，1992年2月.

○北原昭男・藤原悌三：地震時における居住空間の機能被害の推定に関する基礎的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅰ，1992.8，pp. 271-272.

○藤原悌三・北原昭男：建物群の耐震性と生活機能の被害度予測，平成4年度文部省科学研究費重点領域研究「内陸地震による強震動の予測，地盤・構造物・都市機能の障害とその対策に関する研究」（課題番号04201109）研究成果（研究代表者：和泉正哲），4. 2. 1, 1993. 3, pp. 231-246.

○北原昭男・藤原悌三：建物及び室内の被害分布とその特性，日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会講演会「1993.1.15 釧路沖地震」，1993.5，pp. 4-1~4-14.

○北原昭男・藤原悌三・岩井 哲：1993年釧路沖地震被害調査報告（その2 建築物および室内の地震被害の分布特性），日本建築学会近畿支部研究報告集，第33号構造系，1993.6，pp. 341-344.

○Fujiwara, T., Kitahara, A., and Iwai, S.: Building and Indoor Damage Done by the 15 January 1993 Kushiro-Oki Earthquake, Proceedings of Third ROC and Japan Joint Seminar on Natural Hazards Mitigation, Tainan, Taiwan, Nov. 1993, pp. 357-371.

○北原昭男・藤原悌三：1993年釧路沖地震による建物被害の分布特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅰ，1993.9，pp. 25-26.

○北原昭男・藤原悌三：地震時における構造被害・室内被害の地域分布に及ぼす表層地盤特性の影響，平成5年度京都大学防災研究所研究講演発表会，1994.2.

○藤原悌三・岩井 哲・北原昭男：建築構造物の被害状況，日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会講演会「1993.1.15 釧路沖地震」，1993.5，pp. 3-1~3-20

○藤原悌三・岩井 哲・北原昭男：1993年釧路沖地震被害調査報告（その1 建築構造物の被害概況），日本建築学会近畿支部研究報告集，第33号構造系，1993.6，pp. 337-340.

○藤原悌三・鈴木 有・北原昭男・菅野悦也：釧路市内の木造建物の耐震性、日本建築学会近畿支部研究報告集、第34号構造系、1994.6、pp. 269-272.

○北原昭男・藤原悌三：アンケート調査による1993年釧路沖地震の室内被害と生活困窮、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅰ、1994.9、pp. 287-288.

○平野直樹・藤原悌三・北原昭男：1993年釧路沖地震による室内被害対策の影響要因、日本建築学会大会学術講演梗概集F、1994.9、pp.619-620.

○鈴木 有・藤原悌三・北原昭男：釧路沖及び能登半島沖地震による木造建物被害の比較、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、1994.9、pp.119-120.

○藤原悌三・鈴木 有・北原昭男：木造建物の耐震力と地盤特性－最近の地震被害から－、地震工学振興会ニュース、No.139、1994.11、pp.57-63.

○北原昭男・藤原悌三・鈴木 有・市川信夫：常時微動計測による釧路市内の建築物の振動特性、京都大学防災研究所発表講演会、1995.1、2-27.

○北原昭男・藤原悌三：1993年釧路沖地震による室内における被害の特性、地震工学振興ニュース、No.141、1995.3、pp.49-54.

○藤原悌三・鈴木祥之・北原昭男・鈴木 有：地震に強い町づくりをめざして、平成7年度日本建築学会近畿支部研究報告集、1995.5、pp.233-236.

○岩井 哲・北原昭男・鈴木祥之・亀田弘行：1995年兵庫県南部地震による建物被災把握のための地理情報システム(GIS)の利用、平成7年度日本建築学会近畿支部研究報告集、1995.5、pp.237-240.

○岩井 哲・平野直樹・北原昭男・藤原悌三：1993年釧路沖地震による被害建物の修理状況アンケート調査、平成7年度日本建築学会近畿支部研究報告集、1995.5、pp.241-244.

○北原昭男・藤原悌三：建設年代を考慮した木造住宅の地域分布と地震被害推定、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、1995.8、pp.11-12.

○北原昭男：1993年釧路沖地震災害調査報告 6.1室内空間における被害、日本建築学会、1995.8、pp.241-249.

○北原昭男：3.3 建物の構造被害および室内空間における被害、1993年釧路地震による都市震害に関する研究、京都大学防災研究所都市耐震センター研究報告別冊15号、1995.10.

○北原昭男・藤原悌三・鈴木 有：4.4 微動計測による木造建物の動特性、および4.5 木造建物の応答解析による分析、1993年釧路地震による都市震害に関する研究、京都大学防災研究所都市耐震センター研究報告別冊15号、1995.10.

○岩井 哲・北原昭男：阪神淡路大震災－防災研究への取り組み 5.3 建物の被害分布、京都大学防災研究所、1996.1、pp.380-393.

○藤原悌三・鈴木祥之・北原昭男：阪神淡路大震災－防災研究への取り組み 5.8 建物被害と都市耐震計画、京都大学防災研究所、1996.1、pp.480-493.

○北原昭男・藤原悌三：兵庫県南部地震による芦屋市・宝塚市における建築物の被害特性、京都大学防災研究所発表講演会、1996.2、2-19.

○北原昭男：宝塚・芦屋における建物被害の要因分析、科研費(総合A)「平成7年度兵庫県南部地震の被害調査に基づいた実証的分析による被害の検証(代表：藤原悌三)」、1996.3.

謝 辞

本論文は、筆者が京都大学防災研究所都市施設耐震システム研究センターに配属となって以来取り組んできた都市建物群の耐震性評価・被害推定に関する一連の研究をまとめたものである。配属当時、都市耐震センターは都市地震防災を土俵として、建築・土木・地球物理の各分野から総合して研究を行うことを目的として発足したばかりであった。また、この様な形で都市地震防災の研究を行うことは、一般的に見ても著についたばかりで、非常に目新しいものであった。そのような状況の下で、研究対象を見つけるのに苦勞していた著者に、都市建物の被害推定という重要で、かつ、興味深いテーマを示唆していただいたのが藤原悌三博士（京都大学防災研究所教授）であった。また、藤原博士には、その後今日に至るまで一貫して示唆に富む多くのご指導を頂いてきた。この間に行ってきた研究成果を、まがりなりにも本論文の形にまとめることが出来たのも、常に筆者を激励を頂いてきた藤原博士のおかげである。ここに、改めて深甚なる感謝の意を表します。

都市耐震センター主任の亀田弘行博士（京都大学防災研究所教授）には、都市地震防災という観点から、研究を進める上で常に議論に加わっていただき、多くの貴重なご意見を頂いてきた。また、亀田博士には、センターの中で研究を進める上で、最良の環境となるようご配慮いただいていた。また、論文審査に当たっても多くの貴重なご指摘を頂いた。また、森田司郎博士（京都大学工学部教授）には、論文審査の過程においてご専門の立場から多くの示唆に富むご指摘を頂いた。審査に当たり貴重な時間を割いていただいた両博士に、改めて感謝いたします。

都市耐震センターの赤松純平博士（京都大学防災研究所助教授）および岩井 哲博士（京都大学防災研究所助手）には、センターのゼミや研究会など、さまざまな機会で議論の相手をしていただいた。特に、赤松助教授からは応用地震学の観点から、また、岩井助手からは建築構造の先輩として多くの有益なご意見を頂いた。同様に、鈴木祥之博士（京都大学防災研究所助教授）には、脆性構造耐震部門におけるゼミやディスカッションでたびたび議論をしていただいた。

この研究を行う上で、コンピュータを用いた解析をはじめ、振動台による振動実験、微動観測やアンケート調査などのフィールドワークなどと、多様な方面からの研究を進めることが出来た。実験・観測においては防災研究所の市川信夫技官の手をたびたび煩わすこととなった。また、都市耐震センターおよび脆性構造耐震部門の学生諸氏には実験・観測・アンケート調査の集計や整理などで多くの労力をさいっていただき、また、議論にも参加していただいた。

ここに、筆者を支えていただいた多くの方々に厚く御礼申し上げます。

最後に、本論文をまとめたこの同じ時期に、長年お世話になった都市耐震センターが改組に伴い発展的に消滅する。本研究は都市耐震センターと共にあったと言って過言ではなく、その意味では一抹の寂しさを感じるが、一方で、新しい組織で本研究をさらに飛躍させるべく、意気込みを新たにしているところである。長年お世話になった都市耐震センターに万感の意を込めて感謝いたします。

1996年3月

北原 昭男